



TUGAS AKHIR – RC14-1501

**PERENCANAAN ALTERNATIF STRUKTUR  
JEMBATAN DAMAS-TRENGGALEK  
MENGUNAKAN BOX GIRDER PRESTRESSED  
SEGMENTAL**

NIKO ZARDI YUDO  
NRP 3113 106 031

Dosen Pembimbing 1  
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA  
NIP. 195004031976031003

Dosen Pembimbing 2  
Prof. Tavio, ST., MT., Ph.D  
NIP. 197003271997021001

JURUSAN TEKNIK SIPIL  
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2016

TUGAS AKHIR – RC14-1501

**PERENCANAAN ALTERNATIF STRUKTUR  
JEMBATAN DAMAS-TRENGGALEK  
MENGUNAKAN BOX GIRDER PRESTRESSED  
SEGMENTAL**

NIKO ZARDI YUDO  
NRP 3113 106 031

Dosen Pembimbing 1  
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA  
NIP. 195004031976031003

Dosen Pembimbing 2  
Prof. Tavio, ST., MT., Ph.D  
NIP. 197003271997021001

JURUSAN TEKNIK SIPIL  
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2016

UNDERGRADUATE THESES– RC14-1501

**ALTERNATIVE PLANNING DESIGN OF BRIDGE  
STRUCTURE IN DAMAS-TRENGGALEK USING  
BOX GIRDER PRESTRESSED SEGMENTAL**

NIKO ZARDI YUDO  
NRP 3113 106 031

Academic Adviser 1  
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka, DEA  
NIP. 195004031976031003

Academic Adviser 2  
Prof. Tavio, ST., MT., Ph.D  
NIP. 197003271997021001

CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT  
Faculty of Civil Engineering and Planning  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya 2016

# **PERENCANAAN ALTERNATIF JEMBATAN DAMAS-TRENGGALEK MENGGUNAKAN BOX GIRDER PRESTRESSED SEGMENTAL**

## **TUGAS AKHIR**

**Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat  
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik  
Pada**

**Program Studi S-1 Jalur Lintas Jalur Jurusan Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember**

**Oleh:**

**NIKO ZARDI YUDO  
NRP. 3113 106 031**

**Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir :**

1. **Prof.Dr.Ir. IGP Raka, DEA**  
**NIP. 195004031976031003**

2. **Prof. Tavio, ST.MT.Ph.D**  
**NIP. 197003271997021001**

**SURABAYA  
JUNI, 2016**

# **PERENCANAAN ALTERNATIF STRUKTUR JEMBATAN DAMAS-TRENGGALEK MENGUNAKAN BOX GIRDER PRESTRESSED SEGMENTAL**

**Nama Mahasiswa : Niko Zardi Yudo**  
**NRP : 3113 106 031**  
**Jurusan : Teknik Sipil FTSP-ITS**  
**Dosen Pembimbing : 1. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka**  
**2. Prof. Tavio, ST. MT. PhD**

Jembatan Damas menghubungkan wilayah Prigi dan Munjugan merupakan salah satu jembatan yang menjadi bagian dari pengembangan Jalan Lintas Selatan. Jembatan ini berada di wilayah konservasi mangrove sehingga prospek pengembangan pariwisata bahari di wilayah tersebut cukup potensial. Untuk mengantisipasi meningkatnya arus lalu lintas kapal yang melalui bawah jembatan maka jembatan Damas yang semula memiliki desain struktur jembatan lengkung beton ditinjau ulang dengan desain alternative berupa jembatan box girder.

Desain rencana jembatan box girder akan dibagi menjadi tiga bentang yang terdiri dari 45 m, 90 m dan 45 m. Perencanaan jembatan ini dimulai dengan penjelasan mengenai pemilihan latar belakang pemilihan tipe jembatan, perumusan tujuan perencanaan, pembahasan, dan dasar-dasar perencanaan yang mengacu pada peraturan perencanaan pembebanan jembatan RSNI T-02-2005. Setelah itu barulah dilakukan preliminary design dengan menentukan dimensi-dimensi utama pada jembatan. Pada tahap awal perencanaan, dilakukan perhitungan terhadap struktur sekunder jembatan seperti pagar pembatas. Kemudian menganalisa beban yang terjadi seperti : analisa berat sendiri, beban mati tambahan, beban lalu lintas dan analisa pengaruh waktu seperti creep dan kehilangan gaya prategang.

Dari hasil analisa tersebut di lakukan kontrol tegangan kemudian dilanjutkan dengan perhitungan penulangan , setelah perhitungan jembatan atas, dilanjutkan dengan pembahasan metode pelaksanaan yang dalam hal ini menggunakan Balanced Cantilever dengan Traveller. Dilanjutkan dengan perencanaan bangunan bawah yaitu, pilar dan pondasi. Akhir dari perencanaan ini adalah didapat bentuk dan dimensi penampang jumlah tendon box girder yang dituangkan dalam gambar perencanaan

***Kata Kunci : perencanaan alternative;jembatan damas; box girder; balanced cantilever; traveler***

# **ALTERNATIVE PLANNING DESIGN OF BRIDGE STRUCTURE IN DAMAS-TRENGGALEK USING BOX GIRDER PRESTRESSED SEGMENTAL**

**Name** : Niko Zardi Yudo  
**NRP** : 3113 106 031  
**Departement** : Teknik Sipil FTSP-ITS  
**Academic Adviser** : 1. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka  
2. Prof. Tavio, ST. MT. PhD

Damas Bridge which connect between Prigi district and Munjungan is a bridge that become apart of The Development of South Java Roadway. Damas bridge is located in mangrove conservation area so tourism prospect to increase is high. Base on that case, to anticipate probability increasing of boat or ship which through under the bridge, Damas bridge that the original design is concrete arch bridge will be redesign using prestressed segmental box girder.

Box girder bridge design plans will be divided into three spans of 45 m, 90 m and 45 m. The bridge planning begins with an explanation of the main reason to select one type of bridge design, describe about the purpose of planning, discussion, and the basics of planning refers to the code regulations loading bridge RSNI T-02-2005. Next step is perlimentary design to determine the dimensions of the main bridge. In the early stages of planning, will be calculated of the secondary structures such as the bridge guardrail. After that, Loading analyze such as: analysis of its self weight, additional dead load, traffic load and analyze the effect of time dependent material such as creep and loss of prestressing force. Base on this analysis will be controlled about box girder stress condition, and then calculation box girder

reinforcement, after the calculation of the bridge upper structure , continued to discuss of methods of operation which in this case using the Balanced Cantilever Traveller. Almost last step, is calculation of the pillar and foundation. The end of this planning is gain information such as dimensions of the box girder and tendon configuration, it is the main data to create Shop Drawing.

**Keywords: alternative planning; damas bridge; box girder; balanced cantilever; traveler**



## DAFTAR ISI

HALAMAN PENGESAHAN.....	i
ABSTRAK.....	ii
KATA PENGANTAR.....	vi
DAFTAR ISI.....	vii
DAFTAR GAMBAR.....	xv
DAFTAR TABEL.....	xviii
BAB I.....	1
PENDAHULUAN.....	1
1.1    Latar Belakang .....	1
1.2    Perumusan Masalah.....	2
1.3    Batasan Masalah.....	3
1.4    Tujuan.....	3
1.5    Manfaat.....	3
BAB II.....	5
TINJAUAN PUSTAKA.....	5
2.1    Definisi Umum Jembatan Box Girder .....	5
2.2    Beton prategang.....	5
2.3 <i>Box Girder</i> .....	6
2.4 <i>Prestressed Girder</i> .....	6
2.5    Gaya Prategang.....	8
2.6    Metode Sistem Prategang .....	8
2.7    Kehilangan Gaya Prategang .....	10
2.8    Desain Tendon.....	11
2.9    Bangunan Bawah Jembatan.....	11
2.10   Pilar .....	11
2.11   Pondasi .....	12
2.12   Metode Pelaksanaan <i>Erection</i> di Lapangan.....	12

BAB III.....	15
METODOLOGI .....	15
3.1.    Pengumpulan Data .....	16
3.2.    Studi Literatur.....	16
3.3.    Struktur Sekunder.....	16
3.3.1.    Menghitung pembatas jalan.....	16
3.4.    Preliminary Design.....	16
3.4.1.    Penentuan mutu bahan yang digunakan .....	16
3.4.2.    Memperkirakan dimensi penampang box girder. ....	17
3.4.3.    Menentukan jenis beton prategang.....	18
3.5.    Pembebanan.....	18
3.5.1.    Aksi dan beban tetap .....	18
3.5.2.    Beban lalu lintas .....	19
3.5.3.    Beban Angin ( <i>Wind Load</i> ).....	23
3.5.4.    Beban Gempa .....	23
3.6.    Pemilihan kabel .....	25
3.7.    Gaya Prategang.....	25
3.8.    Kehilangan Prategang.....	25
3.8.1.    Perpendekan elastic beton .....	26
3.8.2.    Rangkak beton.....	26
3.8.3.    Susut Beton.....	27
3.8.4.    Relaksasi Baja .....	27
3.8.5.    Pengangkuran .....	28
3.8.6.    Gesekan .....	28
3.9.    Kontrol Desain .....	29
3.9.1.    Kontrol tegangan .....	29
3.9.2.    Kontrol momen batas .....	30
3.9.3.    Perhitungan geser .....	30
3.9.4.    Lendutan.....	30
3.10.    Perencanaan Pondasi .....	31
3.10.1    Daya Dukung Tiang Pondasi.....	31

3.10.2	Daya Dukung Kelompok Pondasi Dalam.....	32
BAB IV .....		35
PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER.....		35
4.1.	Perhitungan Pembatas Jalan dari Beton .....	35
4.1.1.	Data perencanaan : .....	36
4.1.2.	Penulangan Pembatas Jalan.....	38
4.2.	Kontrol Perkerasan Terhadap Geser Ponds .....	40
4.3.	Perencanaan Base Plat.....	43
4.3.1.	Kontrol Base plat untuk Penerangan Jalan .....	43
4.3.2.	Tegangan yang diterima beton .....	44
4.3.3.	Perencanaan tebal plat.....	44
4.3.4.	Perencanaan Anker.....	45
BAB V.....		47
PERENCANAAN STRUKTUR BANGUNAN ATAS.....		47
5.1.	Data Perencanaan .....	47
5.2.	Data – data bahan .....	47
5.2.1.	Beton .....	47
5.2.2.	Baja.....	48
5.3.	Tegangan Ijin Bahan .....	48
5.3.1.	Beton prategang (pasal 4.4.1.1.2).....	48
a.	Pada saat transfer.....	48
b.	Pada saat service.....	49
c.	Modulus Elastisitas (E) .....	49
5.3.2.	Baja Prategang.....	49
5.4.	Preliminary Desain.....	50
5.4.1.	Perencanaan Dimensi Box Girder .....	50
5.5.	Analisa Pembebanan Pada Kondisi Kantilever .....	56
5.5.1.	Analisa Beban Mati .....	56
a.	Analisa Berat Sendiri.....	56
b.	Beban Mati Tambahan .....	56

5.6.	Perhitungan Momen dan Perencanaan Tendon Prategang	58
5.6.1.	Perencanaan tendon kantilever (tahap 1).....	58
5.6.2.	Perhitungan Tegangan Box Girder.....	59
5.6.3.	Kontrol Tegangan Box Girder.....	60
5.6.4.	Perencanaan Kabel Tendon.....	63
5.6.5.	Kontrol Tegangan Sesuai Jumlah tendon.....	65
5.7.	Analisa Beban Tahap <i>Continuous Beam</i> .....	68
a.	Berat sendiri girder.....	69
b.	<i>Super Imposed Dead Load</i> (SIDL).....	69
c.	Beban Hidup (Beban Lalulintas).....	70
d.	Beban Angin.....	72
e.	Pembebanan Untuk Pejalan Kaki.....	73
f.	Gaya Rem.....	74
g.	Pengaruh Temperatur.....	74
5.8.	Susunan Pembebanan “D”.....	75
5.9.	Kombinasi Pembebanan pada masa Layan.....	78
5.10.	Analisa Perilaku Struktur Saat Continuous Beam.....	81
5.11.	Analisa Gaya Prategang Saat Continuous Beam.....	83
5.11.1.	Analisa Gaya prategang pada <i>Bottom Tendon</i> .....	83
1.	Menghitung nilai F rencana.....	83
2.	Kontrol tegangan sesuai F awal.....	86
3.	Perhitungan Tendon yang dipakai dan control tegangan	88
5.11.2.	Gaya Prategang Tambahan pada Upper Tendon.....	91
1.	Menghitung nilai F rencana.....	91
2.	Kontrol tegangan sesuai F awal.....	93
3.	Perhitungan Tendon yang dipakai dan control tegangan	95
5.12.	Lintasan Tendon.....	99
5.13.	Reaksi Hyperstatik.....	115

5.14.	Kehilangan Gaya Prategang .....	119
5.14.1.	Kehilangan Gaya Prategang langsung .....	119
a.	Kehilangan gaya prategang akibat perpendekan elastis (ES) .....	119
b.	Kehilangan gaya prategang akibat gesekan kabel .....	125
c.	Slip Angkur (ANC) .....	130
5.14.2.	Kehilangan Gaya Prategang Berdasarkan Fungsi Waktu .....	130
a.	Akibat Rangkak Beton (CR) .....	130
b.	Akibat Susut Beton (SH) .....	133
c.	Akibat Relaksasi Tendon .....	136
5.14.3.	Kehilangan Gaya Pratekan Total .....	140
5.15.	Analisa Tendon Pasca Kehilangan Tegangan .....	142
5.16.	<i>Analisa Pengaruh upper tendon dan bottom tendon</i> .....	146
5.17.	<i>Penulangan Box Girder</i> .....	147
5.17.1.	Penulangan Utama ( Tulangan Letur ) .....	147
1.	Perencanaan Penulangan Flens Atas .....	147
2.	Perencanaan Penulangan Flens Tegak .....	149
3.	Perencanaan Penulangan Flens Bawah .....	151
5.17.2.	Perencanaan Penulangan Geser .....	153
5.18.	Analisa Penulangan Balok Anchor .....	160
5.19.	Analisa desain keadaan batas beton prategang pada segmen end-closer .....	162
5.20.	Kontrol Kekuatan dan Stabilitas Struktur .....	164
5.20.1.	Kontrol Momen Retak .....	164
5.20.2.	Kontrol Torsi .....	167
5.20.3.	Kontrol Momen Batas .....	170
5.20.4.	Kontrol Lendutan .....	172
BAB VI	.....	175
PERENCANAAN STRUKTUR BANGUNAN BAWAH	.....	175
6.1	Perhitungan bantalan elastomer berlapis .....	175

6.2	Perencanaan Abutment.....	180
6.2.1.	Pembebanan Struktur Abutment /Pangkal jembatan	180
1.	Akibat bangunan atas bekerja.....	180
a.	Beban Mati Akibat Struktur Atas.....	180
b.	Beban Hidup (dari bangunan atas).....	180
c.	Beban Angin Kendaraan .....	181
d.	Beban Rem .....	181
2.	Akibat bangunan bawah bekerja pada titik berat	
	Abutment (Reaksi Perletakan).....	182
a.	Beban gempa pada massa tanah di belakang abutment	182
b.	Beban Tekanan Tanah Horisontal .....	183
c.	Beban akibat pengaruh temperatur .....	186
d.	Beban sendiri abutment .....	187
6.3	Kontrol Stabilitas Abutment.....	188
6.3.1.	Data Tanah Urug .....	188
6.3.2.	Menghitung gaya berat pada dasar abutment .....	189
6.3.3.	Kontrol terhadap guling.....	191
6.3.4.	Kontrol terhadap geser .....	191
6.3.5.	Kontrol terhadap daya dukung .....	192
6.4	Penulangan Abutment .....	194
6.4.1.	Penulangan Segmen 1 (Back wall).....	194
6.4.2.	Penulangan Segmen 2 (Breast wall).....	196
6.5	Analisa Daya Dukung Pondasi Abutment.....	198
6.5.1.	Preliminary Pondasi .....	199
6.5.2.	Cek daya dukung pondasi (1 tiang).....	201
6.5.3.	Efisiensi Pile Group.....	202
6.5.4.	Cek daya dukung lateral .....	203
6.6	Penulangan pondasi Abutment.....	204
6.7	Perencanaan Struktur Pilar Jembatan .....	207

6.7.1.	Perencanaan Pierhead .....	207
6.7.2.	Pembebanan Struktur Pilar jembatan .....	210
6.7.3.	Tulangan utama pilar .....	211
6.8	Perencanaan Pondasi Pilar .....	214
6.8.1.	Preliminary Pondasi .....	215
6.8.2.	Cek daya dukung pondasi (1 tiang) .....	217
6.8.3.	Cek daya dukung lateral .....	219
6.8.4.	Penulangan pondasi bored pile .....	220
6.9	Perencanaan <i>Pile Cap</i> / <i>Poer</i> .....	222
6.9.1.	Kontrol Geser Pons Pada <i>Pile Cap</i> .....	223
6.9.2.	Penulangan <i>Pile Cap</i> .....	225
BAB VII	.....	227
METODE PELAKSANAAN	.....	227
7.1	Umum .....	227
7.2	Tahap Konstruksi .....	227
7.3	Prinsip Tahap Stressing .....	231
7.4	Tahap Pelaksanaan <i>Stressing Temporary Tendon (Post Tension)</i> .....	231
7.5	Tahap Pelaksanaan <i>Stressing Continuity Tendon (Post Tension)</i> .....	232
BAB VIII	.....	233
ANALISA STRUKTUR MENGGUNAKAN FCM BRIDGE WIZARD-MIDAS CIVIL	.....	233
8.1.	Prosedur analisis jembatan .....	234
8.2.	Tahapan pemodelan struktur .....	235
1.	Mengatur system unit .....	235
2.	Mengatur spesifikasi material dan dimensi .....	235
3.	Mengatur dimensi pier jembatan .....	237
4.	Memodelkan menggunakan FCM Bridge Wizard ....	238
5.	Memasukan data dimensi box girder .....	241
6.	Penempatan dan jumlah tendon .....	242

7.	Memasukan beban mati tambahan .....	244
8.	Mendefinisi time dependent material properties .....	247
9.	Melakukan analisis struktur.....	250
10.	Cek hasil output.....	251
BAB IX .....		253
KESIMPULAN DAN SARAN .....		253
9.1.	Kesimpulan.....	253
9.2.	Saran.....	254



## DAFTAR GAMBAR

Gambar 2. 1 Tipe sel box girder .....	5
Gambar 2. 2 Ilustrasi beban akibat gaya prategang .....	7
Gambar 2. 3 Ilustrasi Sistem Pratarik (Pretension).....	9
Gambar 2. 4 Ilustrasi Sistem Pascatarik (Post-tension) .....	10
Gambar 3. 1 Diagram alir pengerjaan.....	15
Gambar 3. 2 Beban lajur "D" .....	20
Gambar 3. 3 Penyebaran Pembebanan Pada Arah Melintang	21
Gambar 3. 4 Pembebanan Truk "T" (500 kN) .....	22
Gambar 4. 1 Desain rencana parapet .....	35
Gambar 4. 2 Pembebanan Geser Ponds .....	41
Gambar 4. 3 Gaya yang bekerja pada baseplat .....	43
Gambar 5. 1 Pemodelan jembatan variable depth.....	51
Gambar 5. 2 Dimensi box girder pada joint no 1 .....	52
Gambar 5. 3 Variasi tinggi box girder .....	52
Gambar 5. 4 Diagram momen pada midas civil.....	58
Gambar 5. 5 Input analisa Wet Concrete pada Midas.....	67
Gambar 5. 6 Analisa Super imposed dead load .....	68
Gambar 5. 7 Faktor pembebanan untuk BGT .....	71
Gambar 5. 8 Diagram gaya rem SNI T 02 2005 .....	74
Gambar 5. 9 Kombinasi pembebanan 1 .....	75
Gambar 5. 10 Momen Kombinasi pembebanan 1 .....	75
Gambar 5. 11 Kombinasi pembebanan 2 .....	75
Gambar 5. 12 Momen Kombinasi Pembebanan 2 .....	75
Gambar 5. 13 Kombinasi pembebanan 3 .....	76
Gambar 5. 14 Momen Kombinasi pembebanan 3.....	76
Gambar 5. 15 Kombinasi pembebanan 4 .....	76
Gambar 5. 16 Momen Kombinasi pembebanan 4.....	76

Gambar 5. 17 Momen Envelope Kombinasi beban hidup ....	77
Gambar 5. 18 Rekap Momen Envelope .....	80
Gambar 5. 19 Lintasan Parabola Tendon .....	99
Gambar 5. 20 Tendon Segmen no. 13 .....	99
Gambar 5. 21 Layout Tendon .....	113
Gambar 5. 22 Lay out Upper Tendon .....	113
Gambar 5. 23 Lay out bottom Tendon .....	113
Gambar 5. 24 Konfigurasi Tendon .....	114
Gambar 5. 25 Diagram Momen akibat gaya prategang .....	116
Gambar 5. 26 Diagram Momen <sup>3</sup> .....	116
Gambar 5. 27 Diagram Momen sekunder .....	116
Gambar 5. 28 Diagram Momen sekunder .....	117
Gambar 5. 29 P Rencana .....	117
Gambar 5. 30 Momen akibat Gaya P .....	117
Gambar 5. 31 Angkur Pada Tumpuan .....	118
Gambar 5. 32 Kehilangan prategang akibat gesekan .....	125
Gambar 5. 33 Pengaruh upper tendon dan bottom tendon ..	146
Gambar 5. 34 Penulangan Lentur .....	152
Gambar 5. 35 Bidang geser akibat kombinasi envelope .....	153
Gambar 5. 36 Penulangan Geser .....	158
Gambar 6. 1 Isometri Rencana Elastomer .....	175
Gambar 6. 2 Preliminary Abutment .....	179
Gambar 6. 3 Pembagian segmen abutmen .....	183
Gambar 6. 4 Gaya berat abutment .....	185
Gambar 6. 5 Segmen Abutment .....	190
Gambar 6. 6 Analisa PCA column untuk segmen 2 .....	192
Gambar 6. 7 Layout pondasi untuk abutmen .....	197
Gambar 6. 8 Analisa PCA column untuk Bored Pile .....	201
Gambar 6. 9 Desain Rencana Pilar .....	203
Gambar 6. 10 Dimensi pilar .....	204
Gambar 6. 11 Penulangan Lentur Pier Head .....	206

Gambar 6. 12 Desain Pilar .....	207
Gambar 6. 13 Analisa PCA column untuk Pilar .....	208
Gambar 6. 14 Penulangan Pier.....	209
Gambar 6. 15 Layout pondasi untuk pilar.....	212
Gambar 6. 16 Analisa PCA column untuk Pondasi Pilar....	217
Gambar 6. 17 Denah Poer pondasi pilar .....	220
Gambar 7. 1 Pembuatan Pier Jembatan .....	224
Gambar 7. 2 Pembuatan Pierhead .....	224
Gambar 7. 3 Memasang Struktur Traveller .....	225
Gambar 7. 4 Memasang Tulangan Box Girder .....	225
Gambar 7. 5 Pemasangan segmen box gider .....	226
Gambar 7. 6 Pemasangan segmen penutup.....	226
Gambar 8. 1 Setting Unit Sistem .....	235
Gambar 8. 2 Material properties .....	236
Gambar 8. 3 Section properties.....	237
Gambar 8. 4 Tab model .....	238
Gambar 8. 5 Input perbedaan waktu konstruksi pada pier ....	239
Gambar 8. 6 Input waktu pelaksanaan tiap elemen.....	240
Gambar 8. 7 Input dimensi box girder .....	241
Gambar 8. 8 penempatan tendon.....	242
Gambar 8. 9 jumlah tendon.....	242
Gambar 8. 10 tendon property .....	243
Gambar 8. 11 Lokasi angkur.....	243
Gambar 8. 12 memasukan beban mati tambahan.....	244
Gambar 8. 13 Nilai beban mati tambahan.....	245
Gambar 8. 14 Input waktu aktif beban mati tambahan .....	246
Gambar 8. 15 Mendefinisi creep & shrinkage .....	247
Gambar 8. 16 Grafik kekuatan beton .....	248
Gambar 8. 17 Menghubungkan jenis material dg sifatnya .	249
Gambar 8. 18 Memasukan parameter kontrol.....	250
Gambar 8. 19 Bending momen diagram .....	251

## DAFTAR TABEL

Tabel 3. 1 Ketentuan tebal sayap atas minimum profil box..	17
Tabel 3. 2 Faktor beban akibat pengaruh gempa .....	23
Tabel 5. 1 Htafsiran setiap joint .....	51
Tabel 5. 2 Tabel perhitungan dimensi box pada joint 1 .....	53
Tabel 5. 3 Perhitungan dimensi box girder pada setiap joint	55
Tabel 5. 4 Analisa berat sendiri .....	56
Tabel 5. 5 Analisa beban mati tambahan .....	57
Tabel 5. 6 Perhitungan nilai F pada tahap kantilever.....	61
Tabel 5. 7 Kontrol nilai f kehilangan tegangan awal .....	62
Tabel 5. 8 Kontrol tegangan sesuai tendon terpasang.....	66
Tabel 5. 9 Analisa beban mati untuk continuous beam .....	70
Tabel 5. 10 Kombinasi Pembebanan Layan Rencana.....	79
Tabel 5. 11 Nilai e baru untuk continuous beam .....	81
Tabel 5. 12 Perhitungan awal Nilai Fperlu tahap menerus ..	85
Tabel 5. 13 Kontrol f perlu mengalami kehilangan teganga	87
Tabel 5. 14 Kontrol tegangan sesuai tendon terpasang pada saat menerus.....	90
Tabel 5. 15 Perhitungan awal Nilai Fperlu pada tahap Upper tendon tahap menerus .....	92
Tabel 5. 16 Perhitungan control Nilai Fperlu pada tahap Upper tendon tahap menerus .....	94
Tabel 5. 17 Kontrol tegangan sesuai tendon terpasang pada saat menerus.....	97
Tabel 5. 18 Kontrol total tegangan pada upper tendon (tendon awal+tendon tambahan) .....	98
Tabel 5. 19 Lintasan Tendon segmen no. 13 .....	100
Tabel 5. 20 Lintasan Tendon segmen no. 12 .....	101

Tabel 5. 21 Lintasan Tendon segmen no. 11 .....	102
Tabel 5. 22 Lintasan Tendon segmen no. 10 .....	103
Tabel 5. 23 Lintasan Tendon segmen no. 9 .....	104
Tabel 5. 24 Lintasan Tendon segmen no. 8 .....	105
Tabel 5. 25 Lintasan Tendon segmen no. 7 .....	106
Tabel 5. 26 Lintasan Tendon segmen no. 6 .....	107
Tabel 5. 27 Lintasan Tendon segmen no. 5 .....	108
Tabel 5. 28 Lintasan Tendon segmen no. 4 .....	109
Tabel 5. 29 Lintasan Tendon segmen no. 3 .....	110
Tabel 5. 30 Lintasan Tendon segmen no. 2 .....	111
Tabel 5. 31 Lintasan Tendon segmen no. 1 .....	112
Tabel 5. 32 Perhitungan fcir akibat elastis beton .....	121
Tabel 5. 33 Kehilangan Prategang Akibat Elastisitas Beton	122
Tabel 5. 34 Perhitungan fcir pada kehilangan akibat elastis beton saat menerus .....	123
Tabel 5. 35 kehilangan akibat elastis beton saat menerus...	124
Tabel 5. 36 Kehilangan Elastis beton pada bentang tepi saat menerus .....	124
Tabel 5. 37 Perhitungan wooble effect pada upper tendon .	127
Tabel 5. 38 Perhitungan wooble effect pada bottom-middle tendon.....	128
Tabel 5. 39 Perhitungan wooble effect pada bottom-side tendon.....	129
Tabel 5. 40 kehilangan gaya prategang akibat Rangkak pada upper tendon.....	131
Tabel 5. 41 kehilangan gaya prategang akibat Rangkak pada bottom middle tendon .....	132
Tabel 5. 42 kehilangan gaya prategang akibat Rangkak pada bottom side tendon.....	132
Tabel 5. 43 Kehilangan prategang akibat susut beton pada upper tendon.....	134

Tabel 5. 44 Kehilangan prategang akibat susut beton pada bottom middle tendon .....	135
Tabel 5. 45 Kehilangan prategang akibat susut beton pada bottom side tendon.....	135
Tabel 5. 46 Kehilangan tegangan akibat susut tendon pada upper tendon.....	138
Tabel 5. 47 Kehilangan tegangan akibat susut tendon pada bottom middle tendon .....	139
Tabel 5. 48 Kehilangan tegangan akibat susut tendon pada bottom side tendon.....	139
Tabel 5. 49 Kehilangan prategang total pada upper tendon	140
Tabel 5. 50 Kehilangan prategang total pada bottom middle tendon.....	141
Tabel 5. 51 Kehilangan prategang total pada bottom side tendon.....	141
Tabel 5. 52 Menghitung nilai F reduksi .....	143
Tabel 5. 53 Perhitungan nilai tegangan akibat f baru pada upper tendon.....	145
Tabel 5. 54 Perhitungan nilai tegangan akibat fbaru pada bottom tendon .....	145
Tabel 5. 55 Analisa pengaruh tegangan apabila upper tendon dan bottom tendon telah terpasang.....	146
Tabel 5. 56 Perhitungan kebutuhan tulangan geser .....	159
Tabel 5. 57 Lendutan maksimal ditengah bentang.....	169
Tabel 6. 1 Output Gaya Aksial Akibat Beban Mati .....	176
Tabel 6. 2 Output Gaya Aksial Akibat Beban Hidup.....	177
Tabel 6. 3 Output Gaya Aksial Akibat Angin Kendaraan ..	177
Tabel 6. 4 Output Gaya Aksial Akibat Rem .....	177
Tabel 6. 5 Berat sendiri abutment .....	183
Tabel 6. 6 Gaya serta momen akibat struktur atas .....	195
Tabel 6. 7 Gaya Tekanan tanah lateral.....	195

Tabel 6. 8 Gaya dan momen total .....	195
Tabel 6. 9 Nilai conus berdasarkan Mayerhof .....	197
Tabel 6. 10 Berat sendiri Pierhead .....	204
Tabel 6. 11 Momen Pier head .....	204
Tabel 6. 12 Gaya serta momen akibat struktur atas .....	207
Tabel 6. 13 Berat sendiri Pierhead .....	207
Tabel 6. 14 Gaya dan momen total .....	211
Tabel 6. 15 Nilai conus berdasarkan Mayerhof .....	213

# **BAB I**

## **PENDAHULUAN**

### **1.1 Latar Belakang**

Jembatan Damas yang berada di ruas jalan lintas selatan yang berlokasi di Kabupaten Trenggalek berfungsi sebagai jalur perlintasan kendaraan dengan 2 lajur 2 arah. Jembatan Damas dengan total panjang 180 m didesain dengan menggunakan struktur lengkung. Kondisi di lapangan untuk jembatan damas dengan struktur lengkung memiliki bentang 30 m Sehingga jembatan tersebut di bagi menjadi 6 bentang dengan panjang 30 m. Dan ditopang oleh pilar pilar dengan ketinggian maksimal 8 m. Idealnya Jembatan Damas dengan panjang total 180 meter yang telah dibangun menggunakan struktur lengkung tersebut akan dimodifikasi seluruhnya menggunakan Prestressed-Box Girder Segmental, tipe box yang akan digunakan adalah single twin cellular box.

Beberapa penelitian telah dilakukan terhadap jembatan box girder hingga sekarang. Perkembangan teori balok melengkung (Venant, S. 1843) dan kemudian teori balok berdinding tipis (Vlasov. 1965) menandai awal dari semua upaya penelitian yang dipublikasi hingga kini mengenai analisis dan desain dari jembatan box girder lurus maupun melengkung. Tinjauan komprehensif tentang studi analisis dan eksperimen pada jembatan box girder dilakukan oleh Meisel (1970) di Inggris. Dan kemudian dilanjutkan oleh Swann (1972) dan Meisel (1985)

Jembatan prestressed-box girder ini mempunyai banyak kelebihan dibandingkan dengan struktur kerangka batang baja.



Berikut adalah kelebihan dari penggunaan box girder (Budiadi, A .2008):

1. Dapat memikul beban lentur yang lebih besar dari beton bertulang.
2. Dapat dipakai pada bentang yang lebih panjang dengan mengatur defleksinya.
3. Ketahanan geser dan puntirnya bertambah dengan adanya penegangan.
4. Dapat dipakai pada rekayasa konstruksi tertentu, misalnya pada konstruksi jembatan segmen.
5. Pada penampang yang diberi penegangan, tegangan tarik dapat dieliminasi karena besarnya gaya tekan disesuaikan dengan beban yang akan diterima.

Dalam penulisan Tugas Akhir ini dilakukan modifikasi perencanaan Jembatan Damas yang semula menggunakan struktur lengkung menjadi jembatan menggunakan Prestressed-Box Girder Segmental. Dengan menggunakan struktur tersebut bentang yang dipakai bisa lebih panjang dan bisa menghemat jumlah pier dari yang sebelumnya

## **1.2 Perumusan Masalah**

Dari penulisan latar belakang di atas, permasalahan utamanya adalah bagaimana merencanakan struktur jembatan Prestressed-Box Girder Segmental, tipe box girder. Adapun beberapa permasalahan penunjang yang akan ditinjau antara lain :

1. Bagaimana merencanakan preliminary design box girder?
2. Bagaimana analisa perhitungan kekuatan box girder untuk menahan gaya-gaya yang bekerja?
3. Bagaimana mengontrol desain box girder prestressed?

4. Bagaimana menuangkan hasil desain dan analisa ke dalam bentuk gambar teknik?

### **1.3 Batasan Masalah**

Adapun beberapa batasan masalah dalam menyusun tugas akhir ini antara lain:

1. Tidak merencanakan desain perkerasan jalan.
2. Tidak memperhitungkan analisa biaya konstruksi dan waktu pelaksanaan.
3. Tidak meninjau aspek hidrologi sungai pada proses desain jembatan.

### **1.4 Tujuan**

Tujuan yang ingin dicapai dalam studi analisa jembatan Prestressed-Box Girder Segmental, tipe box girder yang dipakai ialah single twin cellular box ini adalah:

1. Menentukan preliminary design box girder.
2. Mengetahui kekuatan box girder dalam menahan gaya-gaya yang bekerja
3. Dapat melakukan kontrol desain box girder.
4. Menuangkan hasil desain dan analisa ke dalam bentuk gambar teknik.

### **1.5 Manfaat**

Beberapa manfaat yang akan diperoleh dari penyusunan Tugas Akhir ini antara lain:

1. Bagi penulis
  - a. Dapat merencanakan struktur jembatan dengan Prestressed-Box Girder Segmental, tipe box girder yang dipakai ialah single twin cellular box yang sesuai dengan persyaratan struktur yang berlaku.

- b. Dapat memahami konsep perencanaan dan penanganan proses konstruksi struktur jembatan dengan Prestressed-Box Girder Segmental, tipe box girder yang dipakai ialah single twin cellular box.
- 2. Bagi Masyarakat
  - a. Dapat digunakan sebagai alternative desain dalam teknik perencanaan jembatan dengan bentang yang panjang dan medan yang sulit.

## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Definisi Umum Jembatan Box Girder**

Jembatan box girder adalah sebuah jembatan dimana struktur utama jembatan ditopang oleh struktur berbentuk kotak berongga. Box girder biasanya terdiri dari elemen beton pratekan, baja structural, atau komposit baja dan beton bertulang. Bentuk penampang dari box girder adalah persegi atau trapezium dan dapat direncanakan terdiri atas 1 sel atau banyak sel.



Gambar 2. 1 Tipe sel box girder

Jembatan box girder beton umumnya dipadukan dengan system prategang. Konsep prategang adalah memberikan gaya tarik awal pada tendon sebagai tulangan tariknya serta memberikan momen perlawanan dari eksentrisitas yang ada sehingga selalu tercipta tegangan total negative baik serat atas maupun bawah yang besarnya selalu dibawah kapasitas tekan beton. Struktur akan selalu bersifat elastic karena beton tidak pernah mencapai tegangan tarik dan tendon tak pernah mencapai titik plastisnya.

#### **2.2 Beton prategang**

Beton adalah suatu bahan yang memiliki kuat tekan tinggi tetapi memiliki kuat tarik rendah, sedangkan baja adalah material yang memiliki kuat tarik tinggi. Dengan mengkombinasikan kedua bahan tersebut, diharapkan mendapatkan bahan yang kuat menerima tekan maupun tarik,

yaitu tekan diterima oleh beton sedangkan tarik diterima oleh baja ( Budiadi 2008 ). Kombinasi yang terjadi dari beton dan baja pada beton prategang merupakan kombinasi aktif. Yaitu dengan menarik baja dengan gaya tertentu yang sudah dihitung dan melepaskannya sehingga membuat beton dalam keadaan tertekan (Lin dan Burns 2000 ).

### 2.3 *Box Girder*

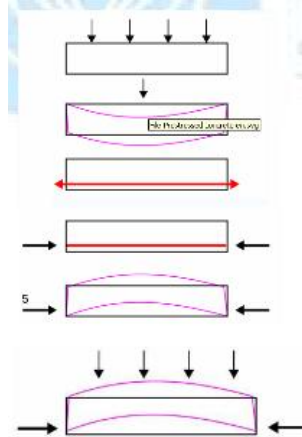
*Box girder bridge* adalah jembatan dengan struktur utama berupa *box* / kotak yang berlubang. Dibandingkan dengan balok I, *box girder* memiliki keunggulan yaitu ( Zhongguo, Tadros, dan Sun 2004) :

1. lebih kuat menahan torsi
2. dimensi *box* yang lebih besar bisa dibuat, karena dimensi sayap yang lebih lebar dapat menahan berat sendiri lebih besar
3. Semua permukaan dari penampang terlihat, sehingga memudahkan dalam pengecekan
4. Dapat digunakan untuk bentang yang panjang
5. Dimensi badan *box* dapat dikurangi sesuai dengan penampang yang biasa digunakan. Hal tersebut berdampak pada penghematan pada kebutuhan material beton dan strukturnya lebih efisien
6. Tidak memerlukan adanya balok melintang pada balok
7. Mengurangi berat struktur, akan menghasilkan penghematan pada biaya total.

### 2.4 *Prestressed Girder*

1. Beton prategang adalah beton yang mengalami tegangan internal dengan besar (akibat stressing) dan distribusi sedemikian rupa sehingga dapat mengimbangi sampai batas tertentu tegangan yang terjadi akibat beban eksternal. (T.Y Lin).
2. Dengan memanfaatkan momen sekunder akibat stressing untuk mengimbangi momen akibat beban luar tinggi

komponen beton prategang berkisar antara 65 sampai 80% tinggi komponen beton bertulang pada bentang dan beban yang sama, dengan demikian beton prategang membutuhkan lebih sedikit beton dan sekitar 20 sampai 35% banyaknya tulangan. (Edward G. Nawy).



Gambar 2. 2 Ilustrasi perimbangan beban akibat gaya prategang

3. Beton prategang merupakan teknologi konstruksi yang mengkombinasikan beton berkekuatan tinggi dengan baja mutu tinggi
4. *Precast segmental box girder* banyak digunakan di lapangan karena lebih meningkatkan efisiensi dalam segi konstruksi, fabrikasi, dan distribusi (Arie Irianto dan Reza Febriano, 2008)
5. Balok tidak prismatis banyak dipakai untuk efisiensi volume beton dan efisiensi berat sendiri struktur pada volume jembatan bentang panjang. Pada balok tidak prismatis letak titik berat penampang tidak lagi berupa garis lurus yang tetap sepanjang balok, oleh karena itu kabel strand juga bukan berupa kabel lurus karena dapat menyebabkan eksentrisitas kabel menjadi tidak konstan (Sri Murni Dewi, 2003)

6. Struktur statis tak tentu yang penerapannya pada balok menerus digunakan untuk meningkatkan stabilitas dan kekakuan struktur pada jembatan bentang panjang (Arie Irianto dan Reza Febriano, 2008)

## 2.5 Gaya Prategang

Gaya prategang dipengaruhi oleh momen total yang terjadi. Gaya prategang yang disalurkan harus memenuhi kontrol batas pada saat kritis. Persamaan berikut menjelaskan hubungan antara momen total dengan gaya prategang (T.Y Lin)

$$F = T = \frac{MT}{0,6 h}$$

Dimana,

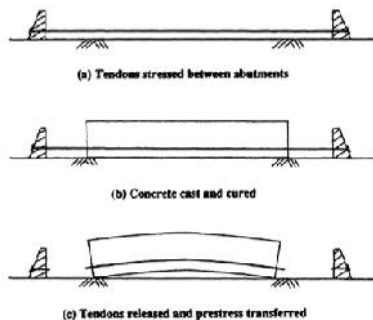
$M_T$  = Momen total

$h$  = tinggi balok

## 2.6 Metode Sistem Prategang

### 1. Sistem Pratarik (*Pretension*)

Metode ini baja prategang diberi gaya prategang dulu sebelum beton dicor, oleh karena itu disebut pretension method. Adapun prinsip dari Pratarik ini secara singkat adalah sebagai berikut :



Gambar 2. 3 Ilustrasi Sistem Pratarik (*Pretension*).

(Sumber :Design of Prestressed Concrete. R.I. Gilbert & N.C. Mickleborough)

**Tahap 1** : Kabel ( Tendon ) prategang ditarik atau diberi gaya prategang kemudian diangker pada suatu abutment tetap ( gambar A )

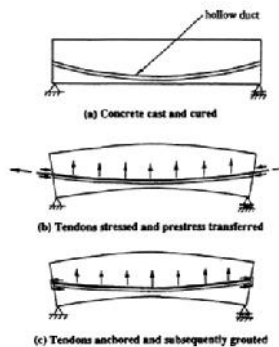
**Tahap 2** : Beton dicor pada cetakan ( formwork ) dan landasan yang sudah disediakan sedemikian sehingga melingkupi tendon yang sudah diberi gaya prategang dan dibiarkan mengering ( gambar B ).

**Tahap 3** : Setelah beton mengering dan cukup umur kuat untuk menerima gaya prategang, tendon dipotong dan dilepas, sehingga gaya prategang ditransfer ke beton ( gambar C ).

Setelah gaya prategang ditransfer kebeton, balok beton tersebut akan melengkung keatas sebelum menerima beban kerja. Setelah beban kerja bekerja, maka balok beton tersebut akan rata

## 2. Sistem Pascatarik (*Posttension*)

Pada metode Pascatarik, beton dicor lebih dahulu, dimana sebelumnya telah disiapkan saluran kabel atau tendon yang disebut duct. Secara singkat metode ini dapat dijelaskan sebagai berikut :



Gambar 2. 4 Ilustrasi Sistem Pascatarik (Post-tension)

(Sumber :Design of Prestressed Concrete. R.I. Gilbert & N.C. Mickleborough)



**Tahap 1** : Dengan cetakan ( formwork ) yang telah disediakan lengkap dengan saluran/selongsong kabel prategang ( tendon duct ) yang dipasang melengkung sesuai bidang momen balok, beton dicor ( gambar A ).

**Tahap 2** : Setelah beton cukup umur dan kuat memikul gaya prategang, tendon atau kabel prategang dimasukkan dalam selongsong ( tendon duct ), kemudian ditarik untuk mendapatkan gaya prategang. Metode pemberian gaya prategang ini, salah satu ujung kabel diangker, kemudian ujung lainnya ditarik ( ditarik dari satu sisi ). Ada pula yang ditarik dikedua sisinya dan diangker secara bersamaan. Setelah diangkur, kemudian saluran di grouting melalui lubang yang telah disediakan. ( Gambar B ).

**Tahap 3** : Setelah diangkur, balok beton menjadi tertekan, jadi gaya prategang telah ditransfer kebeton. Karena tendon dipasang melengkung, maka akibat gaya prategang tendon memberikan beban merata kebalok yang arahnya keatas, akibatnya balok melengkung keatas ( gambar C ).

Karena alasan transportasi dari pabrik beton, maka biasanya beton prategang dengan sistem post-tension ini dilaksanakan secara segmental ( balok dibagi-bagi, misalnya dengan panjang  $1 \sim 1,5 \text{ m}$  ), kemudian pemberian gaya prategang dilaksanakan disite, setelah balok segmental tersebut dirangkai

## 2.7 Kehilangan Gaya Prategang

1. Perpendekan elastis beton
2. Rangkak
3. Susut
4. Relaksasi tendon
5. Friksi
6. Pengangkeran

## 2.8 Desain Tendon

Berdasarkan waktu pemakaiannya tendon dibedakan menjadi 2, yaitu :

1. Tendon sementara
2. Tendon tetap

Berdasarkan letaknya tendon dibedakan menjadi 2, yaitu :

1. Tendon kantilever
2. Tendon menerus ( midspan tendon)

## 2.9 Bangunan Bawah Jembatan

(Menurut siswanto,1999), Secara umum struktur bawah dilakukan meliputi stabilitas dan kekuatan elemen-elemen struktur, sehingga aman terhadap penggulinagan atau penggeseran. Struktur bawah suatu jembatan adalah merupakan suatu pengelompokan bagian-bagian jembatan yang menyangga jenis-jenis beban yang sama dan memberikan jenis reaksi sama, atau juga dapat disebut struktur yang langsung berdiri di atas dasar tanah.

1. Fondasi, merupakan bagian dari sebuah jembatan yang meneruskan beban beban langsung kea tau dari tanah atau batuan/lapisan tanah keras.
2. Bangunan bawah (pangkal jembatan, pilar) yaitu bagian-bagian jembatan yang memindahkan beban-beban dari perletakan ke fondasi, dan biasanya juga difungsikan sebagai bangunan penahan tanah

## 2.10 Pilar

Pilar adalah suatu konstruksi beton bertulang menumpu di atas pondasi tiang-tiang pancang dan terletak di tengah sungai atau yang lain yang berfungsi sebagai pemikul antara bentang tepi dan bentang tengah bangunan atas jembatan(SNI-2451-2008).

Pilar merupakan tumpuan gelagar yang terletak di antara ke dua abutment, dimana tujuannya untuk membagi kedua bentang jembatan agar di dapatkan bentang

jembatan yang kecil atau tidak terlalu panjang untuk menghindari adanya penurunan yang besar pada bangunan atas.

### 2.11 Pondasi

Dikatakan pondasi dalam (*deep foundation*) apabila perbandingan antara kedalaman pondasi (D) dengan diameternya (B) adalah lebih besar sama dengan 10 ( $D/B \geq 10$ ). Contoh konkret dari pondasi dalam ini adalah pondasi tiang (dipancang ataupun dibor yang umumnya mempunyai diameter lebih dari 1 m. Apabila nilai  $D/B$  diantara 4 dan 10, maka umumnya disebut pondasi semi dalam (misal pondasi sumuran, *minipiles*, dll) (Herman Wahyudi, 2013) Menurut bahannya, pondasi dibedakan menjadi :

1. Pondasi Kayu (Bambu)
2. Pondasi Beton
3. Pondasi Baja

Menurut metode eksekusinya, pondasi dikategorikan :

1. *Displacement pile (Driven Pile)*
2. *Non displacement pile (Bore Pile)*

Pemilihan tipe tiang pondasi ini sangat dipengaruhi faktor-faktor antara lain : gangguan terhadap lingkungan disekitarnya (*noise, vibration*), ketersediaan alat pancang (*hammer pile*), diameter atau dimensi tiang, aspek biaya, kemudahan untuk mencapai lokasi proyek, ketersediaan tiang pondasi, metode pelaksanaan dan tujuan lainnya.

### 2.12 Metode Pelaksanaan *Erection* di Lapangan

Salah satu *output* dalam perencanaan dan pembangunan jembatan adalah memilih metode konstruksi dari struktur utama jembatan tersebut untuk memperoleh pelaksanaan yang efektif dan efisien di lapangan. Berikut adalah beberapa metode konstruksi yang umum dilaksanakan di lapangan (VSLID) :

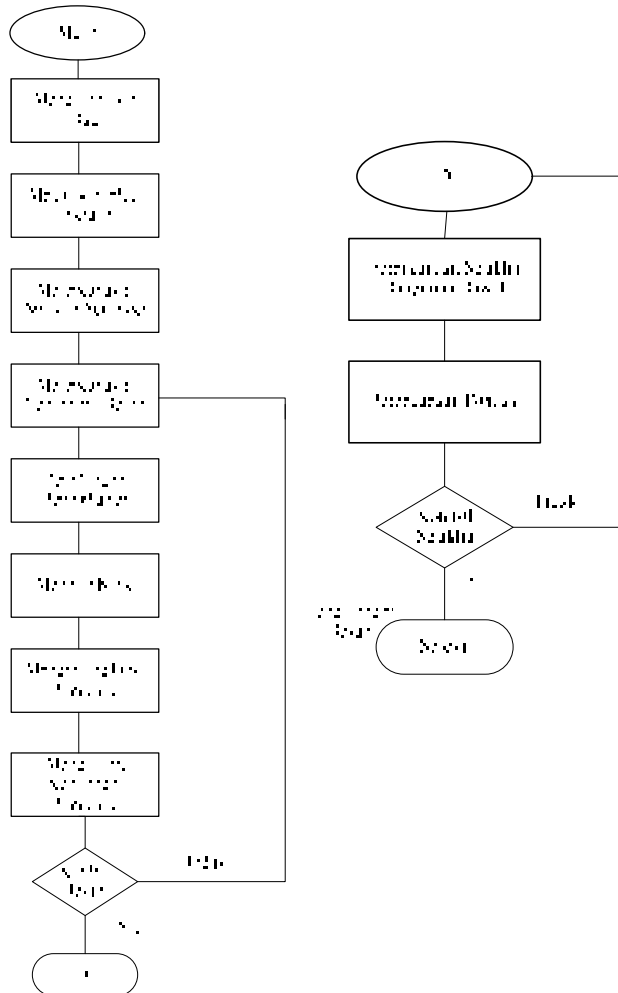
1. Sistem Peluncuran (*Launching*)
2. Sistem Perancah (*Framework*)
3. Sistem Kantilever (*Balance Cantilever*)

Untuk sistem kantilever (*Balance Cantilever*), dalam pelaksanaannya terdapat pula beberapa jenis metode konstruksi (VSLID), yaitu :

1. Metode *Balance Cantilever* dengan *Launching Gantry*
2. Metode *Balance Cantilever* dengan *Lifting Frame*
3. Metode *Balance Cantilever* dengan *Crane*
4. Metode *Balance Cantilever* dengan Sistem Bentang Penuh
5. Metode *Balance Cantilever* dengan *Form Traveler Method*

***“Lembar Ini Sengaja Dikosongkan”***

### BAB III METODOLOGI



Gambar 3. 1 Diagram alir pengerjaan

### 3.1. Pengumpulan Data

Data perencanaan diperoleh dari PT. Utama Karya Persero Wilayah VII, Surabaya, Jawa Tengah. Jembatan Damas ini dimodifikasi ulang dengan menggunakan penampang yang berupa box girder pratekan. Adapun data-data yang digunakan dalam perencanaan adalah sebagai berikut:

1. Panjang Jembatan : 180 m
2. Lebar Jembatan : 7 m
3. Jumlah Jalur : 2 Lajur 2 Arah
4. Rencana Gelagar Utama: Box Girder
5. Letak Jembatan : < 5 km dari pantai

### 3.2. Studi Literatur

Untuk memperlancar pengerjaan tugas akhir ini dilakukan studi literature berupa buku ataupun peraturan yang diantaranya:

- a. Standar Pembebanan untuk Jembatan (SNI T-02-2005)
- b. Perencanaan Struktur Beton untuk Jembatan (SNI T-12-2004)
- c. Desain struktur beton untuk prategang oleh T Y Lin dan Ned H. Burns tahun 2000
- d. *The Design of Prestressed Concrete Bridges Concepts and Principles* oleh Robert Benaim

### 3.3. Struktur Sekunder

#### 3.3.1. Menghitung pembatas jalan.

Kuat tekan beton untuk pembatas jalan  $f'_c = 30$  Mpa. Mutu baja untuk pembatas jalan  $f_y = 400$  Mpa.

### 3.4. Preliminary Design

#### 3.4.1. Penentuan mutu bahan yang digunakan

Mutu beton pratekan untuk struktur atas jembatan  $f_c' = 60$  Mpa.

### 3.4.2. Memperkirakan dimensi penampang box girder.

#### 1. Tinggi penampang

$$\begin{aligned} \text{Area tumpuan} &= \frac{L}{1,5} < \frac{h_1}{L} < \frac{1}{20} \\ \text{Area tengah bentang} &= \frac{1}{30} < \frac{h_1}{L} < \frac{1}{30} \end{aligned}$$

Dimana

$h_0$  = tinggi penampang di tumpuan

$h_1$  = tinggi penampang di tengah bentang atau lapangan

$L$  = panjang bentang jembatan

#### 2. Tebal sayap atas

Tebal minimum untuk sayap atas yang didasarkan pada panjang bentang antar web adalah :

Tabel 3. 1 Ketentuan tebal sayap atas minimum profil box

Bentang antar web	Tebal minimum sayap atas
Kurang dari 3 m	175 mm
Antara 3 – 4,5 m	200 mm
Antara 4,5 – 7,5 m	250 mm
Lebih dari 7,5 m	Digunakan sistem rib atau hollow slab

#### 3. Tebal web

Tebal web minimum adalah sebagai berikut

- 200 mm, jika tidak terdapat tendon pada web
- 250 mm, jika terdapat duct kecil baik vertikal maupun longitudinal
- 300 mm, jika digunakan tendon dengan strand 12,5 mm
- 350 mm jika tendon diangkurkan pada web

#### 4. Tebal sayap bawah

- 175 mm, jika duct tidak diletakkan pada sayap
- 200 – 250 mm, jika duct diletakkan pada sayap



### 3.4.3. Menentukan jenis beton prategang

Jenis beton prategang yang digunakan dalam perencanaan ini adalah jenis beton prategang yang penarikan tendonnya menggunakan system pasca-tarik.

## 3.5. Pembebanan

### 3.5.1. Aksi dan beban tetap

#### a. Berat Sendiri

Berat sendiri adalah berat bahan dari bagian jembatan yang merupakan elemen struktural ditambah dengan elemen non-struktural yang dianggap tetap.

#### b. Beban mati tambahan

Beban mati tambahan adalah berat seluruh bahan yang membentuk suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen non-struktural dan besarnya dapat berubah selama umur jembatan.

#### c. Rangkak dan susut

Variasi pembebanan dan perubahan system struktur selama konstruksi akan berdampak pada perilaku rangkak dan susut struktur pada kondisi ahir. Apabila pengaruh tersebut mempengaruhi beban yang lain, maka besarnya penyusutan harus diambil yang paling minimum yaitu pada saat transfer beton prategang.

#### d. Pengaruh gaya prategang untuk tendon internal

Prategang akan menyebabkan pengaruh sekunder pada komponen-komponen yang terkekang pada struktur statis tak tentu. Pengaruh tersebut diperhitungkan baik pada kondisi batas layan maupun kondisi batas *ultimate*.

#### e. Pengaruh konstruksi

Pengaruh konstruksi adalah disebabkan oleh metode dan urutan-urutan pelaksanaan jembatan. Biasanya mempunyai kaitannya dengan aksi-aksi lainnya seperti prategang dan berat sendiri. Dalam hal ini pengaruh harus tetap dikombinasikan dengan aksi-aksi tersebut dengan factor

beban yang sesuai. Metoda pelaksanaan yang digunakan adalah metode *cast in situ* dengan menggunakan perancah.

### 3.5.2. Beban lalu lintas

Lajur lalu lintas rencana harus mempunyai lebar 2,75 m. Jumlah maksimum lajur yang digunakan untuk berbagai lebar jembatan bisa dilihat dalam table 2.3. Lajur lalu lintas rencana harus disusun sejajar dengan sumbu memanjang jembatan.

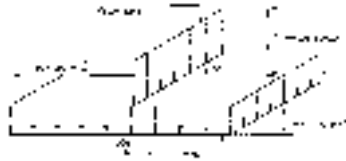
beban lajur "D" dan beban truk "T". Beban lajur "D" bekerja pada seluruh lebar jalur kendaraan dan menimbulkan pengaruh pada jembatan yang ekuivalen dengan suatu iringan kendaraan yang sebenarnya. Jumlah total beban lajur "D" yang bekerja tergantung pada lebar jalur kendaraan itu sendiri.

Beban truk "T" adalah satu kendaraan berat dengan 3 as yang ditempatkan pada beberapa posisi dalam lajur lalu lintas rencana. Tiap as terdiri dari dua bidang kontak pembebanan yang dimaksud sebagai simulasi pengaruh roda kendaraan berat. Hanya satu truk "T" diterapkan per lajur lalu lintas rencana.

Secara umum, beban "D" akan menjadi beban penentu, sedangkan beban "T" digunakan untuk bentang pendek dan lantai kendaraan.

#### a. . Beban lajur “D”

Beban lajur “D” terdiri dari beban tersebar merata (BTR) yang digabung dengan bebangaris (BGT) seperti yang tergambar dalam gambar 3.1



Gambar 3. 2 Beban lajur "D"

(Sumber : Standar Pembebanan Untuk Jembatan RSNI T-02-2005)

### 1) Beban Terbagi Rata

Mempunyai intensitas  $q$  kPa, dimana besarnya  $q$  tergantung pada panjang total yang dibebani  $L$  seperti berikut :

$$L \leq 30 \text{ m} : q = 9,0 \text{ kPa} \dots \dots \dots (3.1)$$

$$L \geq 30 \text{ m} : q = 9,0 \left( 0,5 + \frac{L-30}{L} \right) \text{ kPa} \dots \dots \dots (3.2)$$

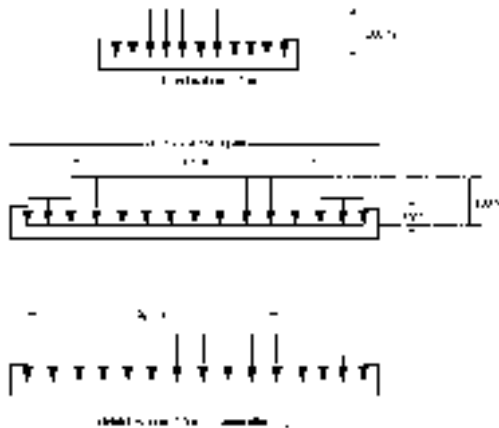
Dengan pengertian  $q$  adalah intensitas beban terbagi rata (BTR) dalam arah memanjang jembatan, sedangkan  $L$  adalah panjang total jembatan yang dibebani (meter).

### 2) Beban Garis

Dengan intensitas  $p$  kN/m harus ditempatkan tegak lurus terhadap lalu lintas jembatan. besar intensitas  $p = 49 \text{ kN/m}$ . Untuk mendapatkan momen lentur negatif maksimum jembatan menerus, BGT kedua indentik harus ditempatkan pada posisi dalam dengan arah melintang jembatan pada bentang lainnya.

Beban "D" harus disusun pada arah melintang sedemikian rupa sehingga menimbulkan momen maksimum. Penyusunan komponen BTR dan BGT dari beban "D" pada arah melintang harus sama.

- a. Bila lebar jalur kendaraan jembatan kurang atau sama dengan 5,5 m, maka beban “D” ditempatkan pada seluruh jalur dengan intensitas 100%
- b. Apabila lebar jalur lebih besar dari 5,5 m, beban “D” ditempatkan pada jumlah lajur lalu lintas rencana ( $n_1$ ) yang berdekatan, dengan intensitas 100%. Hasilnya berupa garis ekuivalen  $n_1 \times 2,75 \text{ q}$  kN/m dan beban terpusat ekuivalen sebesar  $n_1 \times 2,75 \text{ p}$  kN, kedua-duanya bekerja berupa *strip* pada jalur selebar  $n_1 \times 2,75 \text{ m}$
- c. Lajur lalu lintas rencana yang membentuk strip ini bisa ditempatkan dimana saja pada jalur jembatan. Beban “D” tambahan harus ditempatkan pada seluruh lebar sisa dari jalur dengan intensitas sebesar 50 %. Susunan pembebanan ini bisa dilihat dalam gambar 3.2



Gambar 3. 3 Penyebaran Pembebanan Pada Arah Melintang

( Sumber : Standar Pembebanan untuk  
Jembatan RSNI T-02-2005)

### b. Pembebanan Truk "T"

Pembebanan truk "T" terdiri dari kendaraan semi-trailer yang mempunyai susunan dan berat as seperti dalam gambar II.22. Berat dari masing-masing as disebarakan menjadi 2 beban merata sama besar yang merupakan bidang kontak antara roda dengan permukaan lantai.

Berat dari masing-masing as disebarakan menjadi 2 beban merata sama besar yang merupakan bidang kontak antara roda dengan permukaan lantai. Jarak antara 2 as tersebut bisa diubah-ubah antara 4 m sampai 9 m untuk mendapatkan pengaruh terbesar pada arah memanjang jembatan. Untuk menyebarkan pembebanan truk "T" dalam arah melintang terlepas dari panjang jembatan atau susunan bentang, hanya ada satu kendaraan truk "T" yang bisa ditempatkan pada satu lajur lalu-lintas rencana. Kendaraan truk "T" harus ditempatkan di tengah-tengah lajur lalu-lintas rencana.



Gambar 3. 4 Pembebanan Truk "T" (500 kN)

(Sumber : Standar Pembebanan untuk Jembatan RSNI T-02-2005)

### 3.5.3. Beban Angin (*Wind Load*)

Gaya nominal nominal ultimate pada jembatan akibat angina tergantung angina rencana seperti berikut :

$$T_{EW} = 0,0006 \cdot C_{EW} \cdot (V_w)^2 \cdot A_b \quad (\text{kN})$$

Dimana :

$V_w$  = kecepatan angina rencana (m/det)

$C_{EW}$  = koefesien seret

$A_b$  = luas ekivalen bagian samping jembatan ( $\text{m}^2$ )

### 3.5.4. Beban Gempa

Pengaruh gempa rencana hanya ditinjau pada keadaan batas ultimate.

Tabel 3. 2 Faktor beban akibat pengaruh gempa

Jangka Waktu	Faktor Beban	
	KS EQ	KU EQ
Transien	Tak dapat digunakan	1,0

Untuk beban rencana gempa minimum diperoleh dari rumus berikut:

$$T_{EQ} = K_h \cdot I \cdot W_t$$

$$\text{Dengan, } K_h = C \cdot S$$

Dimana  $T_{EQ}$  = Gaya geser dasar total dalam arah yang ditinjau (KN)

$K_h$  = Koefisien beban gempa horizontal

$C$  = koefisien geser dasar untuk daerah waktu dan kondisi setempat yang sesuai

$I$  = Faktor kepentingan

S = Faktor tipe bangunan

Wt = Berat total nominal bangunan yang mempengaruhi percepatan gempa diambil sebagai beban mati ditambah beban mati tambahan (KN).

Waktu dasar getaran jembatan yang digunakan untuk menghitung geser dasar harus dihitung dari analisa yang meninjau seluruh elemen bangunan yang memberikan kekakuan dan fleksibilitas dari system pondasi. Untuk bangunan yang mempunyai satu derajat kebebasan yang sederhana, memakai rumus sebagai berikut :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{Wt}{Kp}}$$

Dimana T = Waktu getar dalam detik

g = Percepatan gravitasi ( m/dt<sup>2</sup>)

Wtp = Berat total nominal bangunan atas termasuk beban mati tambahan ditambah setengah berat pilar (KN)

Kp = Kekakuan gabungan sebagai gaya horizontal yang diperlukan untuk menimbulkan satu satuan lendutan pada bagian atas pilar (KN/m)

Untuk waktu getar arah memanjang berbeda dengan arah melintang sehingga beban rencana statis ekuivalen yang berbeda harus dihitung untuk masing – masing arah.

Pembebanan tersebut diolah menjadi beberapa kombinasi sesuai dengan factor yang ditentukan dalam SNI T-02-2005 untuk kemudian dianalisa menggunakan software analisa struktur.

### 3.6. Pemilihan kabel

Pemilihan kabel yang dipakai dalam perencanaan ini adalah abel jenis *strand seven wires low relaxation* ( 7 kawat untai) dengan mengacu pada ASTM A416-85 *Grade 270*.

### 3.7. Gaya Prategang

Penentuan gaya prategang awal sangat dipengaruhi oleh momen yang didapat dari perhitungan momen statis tak tentu dan pemilihan penampang yan dipakai.

Jika balok diberi gaya prategang eksentris sebesar  $P$  dan jarak eksentrisitasnya adalah  $e$  tegangan yang terjadi adalah

Serat Atas

$$f = \frac{F}{A} - \frac{F e y}{I} + \frac{M y}{I}$$

Serat Bawah

$$f = \frac{F}{A} + \frac{F e y}{I} - \frac{M y}{I}$$

Dimana

$+$  = tekan

$-$  = tarik

$e$  = eksentrisitas (mm)

$F$  = tegangan serat atas/bawah (Mpa)

$I$  = Inersia penampang (mm)

$M$  = Momen akibat berat sendiri balok (kNm)

$y$  = Jarak dari sumbu yang melalui titik berat (mm)

### 3.8. Kehilangan Prategang

Gaya awal yang telah didapa harus dikorreksi dengan kehilanganprategang yang terjadi pada box girder, yaitu kehilangan akibat.



### 3.8.1. Perpendekan elastic beton

Pada saat gaya prategang dialihkan ke beton, komponen struktur akan memendek dan baja pategang juga akan ikut memendek sehingga akan menimbulkan kehilangan prategang. Kehilangan tegangan akibat perpendekan elastic beton dihitung dengan rumus :

$$ES = K_{ES} \cdot \frac{1}{E_s} \cdot f_{ci} \cdot A_s$$

$$F_{cr} = \frac{1}{2} \cdot \frac{E_s \cdot A_s^2}{A_c} + \frac{A_s \cdot f_{ci}}{2}$$

Dimana

ES = kehilangan prategang akibat perpendekan elastic beton (MPa)

$K_{ES}$  = koefisien elastis 0,5 (pasca tarik)

$E_s$  = modulus elastisitas baja (Mpa)

$E_{ci}$  = modulus elastisitas beton saat transfer gaya prategang (Mpa)

$f_{ci}$  = tegangan beton pada c.g.s akibat gaya prategang efektif segera setelah gaya prategang telah dikerjakan pada beton (Mpa)

### 3.8.2. Rangkak beton

Kehilangan gaya prategang akibat rangkak beton harus diperhitungkan dari analisis rangkak yang tergantung dari waktu.

Kehilangan tegangan akibat rangkak beton dihitung dengan rumus,

$$CR = \frac{E_s}{E_c} (f_{cr} - f_{cds})$$

Dimana :

CR = kehilangan prategang akibat rangkak (MPa)

$K_{cr}$  = koefisien elastis 1,6 (pasca tarik)

$E_s$  = modulus elastisitas baja (MPa)

$E_c$  = modulus elastisitas beton saat transfer gaya prategang

$F_{cv}$  = tegangan beton pada c.g.s akibat gaya prategang efektif segera setelah gaya prategang telah dikerjakan pada beton (MPa)

$F_{cds}$  = tegangan beton pada c.g.s akibat seluruh beban mati yang bekerja pada komponen struktur setelah diberi gaya prategang (MPa)

### 3.8.3. Susut Beton

Kehilangan gaya prategang akibat susut beton harus diperhitungkan yang besarnya dari waktu.

Kehilangan akibat susut beton pada tahanan dihitung dengan rumus

$$SH = 8,2 \times 10^{-6} K_{SH} E_s \left( 1 - 0,0236 \frac{V}{S} \right) (100 - RH)$$

Dimana

$SH$  = kehilangan prategang akibat susut beton (MPa)

$K_{SH}$  = koefisien susut 0,73

$E_s$  = modulus elastisitas baja (MPa)

$V$  = luas penampang box (cm<sup>2</sup>)

$S$  = keliling penampang box (cm)

$RH$  = kelembaban relative

### 3.8.4. Relaksasi Baja

Kehilangan gaya prategang akibat susut beton harus diperhitungkan yang besarnya tergantung dari waktu kehilangan tegangan akibat relaksasi baja dihitung dengan menggunakan rumus

$$RE = (K_{RE} - J (SH + CR + SE)) \times C$$

Dimana

$RE$  = kehilangan prategang akibat relaksasi baja (MPa)

$K_{RE}$  = koefisien relaksasi = 138 MPa

$J$  = 0,15

$SH$  = kehilangan prategang akibat susut beton (MPa)

- CR = kehilangan prategang akibat rangkai (MPa)  
 ES = kehilangan prategang akibat perpendekan elastis beton  
 C = 1,00 (ambil nilai  $f_{pi}/f_{pu} = 0,7$ )

### 3.8.5. Pengangkuran

Besarnya nilai kehilangan prategang akibat slip angkur dapat dihitung dengan rumus :

$$\Delta\sigma = 2\sigma_0 \frac{\mu \cdot r}{K - 1} X$$

Dimana

- $\Delta\sigma$  = kehilangan prategang akibat pengangkuran (MPa)  
 $\sigma_0$  = gaya prategang awal (MPa)  
 $\mu$  = koefisien friksi  
 $K$  = Koefisien wobble  
 = perubahan sudut =  $8 f/L$   
 $X$  = jarak pengaruh slip angker (mm)

### 3.8.6 Gesekan

Kehilangan gaya prategang akibat gesekan terjadi karena desakan tendon pada selongsong saat terjadi penarikan tendon.

Besarnya nilai kehilangan prategang akibat gesekan adalah sebagai berikut :

$$F_x = F_0 e^{-\mu \cdot r \cdot X}$$

Dimana

- $F_x$  = Gaya prategang setelah terjadi kehilangan prategang akibat gesekan (N)  
 $F_0$  = tegangan awal (N)  
 $\mu$  = koefisien friksi  
 $K$  = Koefisien wobble  
 $r$  = perubahan sudut =  $8 f/L$   
 $L$  = panjang kabel (m)

### 3.9. Kontrol Desain

#### 3.9.1. Kontrol tegangan

Melakukan control terhadap tegang yang terjadi pada saat transfer gaya prategang dan kondisi batas layan apakah dimensi balok dapat menerima tegangan yang diberikan. Tegangan prategang : tegangan akibat beban mati

$$\frac{F}{A} \pm \frac{F_{ex} x y}{I} \pm \frac{M_{mati} x y}{I} = \frac{M_{hidup} x y}{I}$$

##### a. Tegangan Ijin Baja

Saat batas layan

- 1) Tendon pasca tarik pada daerah jangkar dan sambungan, sesaat setelah penjangkaran tendon sebesar 0,70 fpu
- 2) Untuk kondisi layan, sebesar 0,60 fpu

Saat transfer gaya prategang

- 1) Akibat gaya penjangkaran tendon, sebesar 0,94 fpy tetapi tidak lebih besar dari 0,85 fpu atau nilai maksimum yang direkomendasikan oleh fabricator, pembuat tendon prategang atau jangkar.
- 2) Sesaat setelah transfer gaya prategang boleh diambil sebesar 0,82 fpy, tetapi tidak lebih besar dari 0,74 fpu

##### b. Tegangan Ijin Beton

- 1) Tegangan ijin tekan pada kondisi beban sementara atau kondisi transfer gaya prategang untuk komponen beton prategang  $0,60 f_{ci}$
- 2) Tegangan ijin tarik pada kondisi transfer gaya prategang serat terluar tidak melebihi  $0,25 \sqrt{f'_{ci}}$
- 3) Serat terluar pada ujung komponen yang didukung sederhana tidak melebihi  $0,5 \sqrt{f'_{ci}}$
- 4) Tegangan ijin tarik pada kondisi beban layan tidak melebihi  $0,5 \sqrt{f'_{ci}}$

### 3.9.2. Kontrol momen batas

Kekuatan batas di estimasi dari terjadinya sendi plastis pada titik-titik kritis momen maksimum. Tetapi hal itu tidak dapat terjadi pada balok bertulang lebih (*overreinforced*) yang mengalami aksi plastis tidak sempurna.

Dalam peraturan ACI momen batas dapat dirumuskan dengan persamaan

$$M_u = [A_{ps} \times f_{ps} \times \left(d - \frac{a}{2}\right)]$$

Dimana :

$M_u$  = momen batas

$A_{ps}$  = luas baja prategang

$f_{ps}$  = tegangan tarik pada tendon pada saat keruntuhan balok

$d$  = tinggi efektif

$a$  = kedalaman sumbu netral

### 3.9.3. Perhitungan geser

Perhitungan geser bertujuan untuk menentukan tulangan geser yang digunakan agar balok dapat menerima geser yang terjadi.

Tegangan geser pada suatu titik dinyatakan sebagai

$$\tau_r = \frac{V}{I} \times \frac{S}{B}$$

Dimana :

$\tau_r$  = tegangan geser akibat beban transversal

$V$  = gaya geser

$S$  = momen

$I$  = momen inersia terhadap titik berat

$B$  = lebar penampang pada titik yang ditentukan

### 3.9.4. Lendutan

Perhitungan lendutan pada balok prategang merupakan perhitungan pendekatan untuk mendapatkan lendutan ke atas (camber) dan lendutan ke bawah. Ada dua macam lendutan yang terjadi.

- a. Lendutan ke atas (*camber*) akibat gaya prategang

$$\Delta = -\frac{5wL^4}{384EI}$$

dimana

$$w = -\frac{8Pk}{L^2}$$

Dimana :

L = panjang bentang

E = modulus elastisitas beton

I = momen inersia penampang

- b. Lendutan ke bawah akibat beban merata dari beban terpusat

$$= -\frac{5qL^4}{384EI}$$

$$= \frac{PL^3}{48EI}$$

Dimana :

P = beban terpusat di tengah bentang

q = beban merata

### 3.10. Perencanaan Pondasi

#### 3.10.1 Daya Dukung Tiang Pondasi

Dalam tugas akhir ini metode perencanaan pondasi dalam menggunakan metode Luciani Decourt (1982)

$$Q_u = Q_c + Q_f$$

Dimana :

$Q_L$  = daya dukung tanah maksimum pada pondasi

$Q_c$  = daya dukung di dasar pondasi

$Q_f$  = daya dukung selimut

Untuk jenis tanah liat

$$Q_u = A_p \times C_u \times N_c$$

Dimana

$N_c = 9$

$C_u$  = undrained cohesion

$A_p$  = luas penampang dasar tiang

$Q_u$  = tegangan di ujung tiang

$$Q_u = \alpha \times C_u \times p \times \delta f$$

Dimana

$\alpha$  = antara 0,35 s/d 0,60

$\delta f$  = kedalaman pondasi

$q$  = daya dukung selimut

### 3.10.2 Daya Dukung Kelompok Pondasi Dalam:

Untuk kasus daya dukung group pondasi, daya dukung pondasi group dirumuskan seperti berikut:

$$Q_{u, \text{group}} = Q_{u, \text{individual}} \times n \times C_g$$

Dimana

$n$  = jumlah tiang dalam group

$C_g$  = koefisien efisiensi

#### a. Efisiensi Pondasi Group

Menurut metode Converse Labarre koefisien  $C_g$  dihitung dengan rumus,

$$C_g = 1 - \frac{arc \tan (0.5)}{90^\circ} \times \left( 2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right)$$

Dimana

$\emptyset$  = diameter satu tiang pondasi

S = jarak as ke as antar tiang

m = jumlah baris tiang dalam group

n = jumlah kolom tiang dalam group

### 3.10.3 Repartisi Beban – Beban Di atas Tiang Kelompok

Apabila di atas tiang-tiang dalam kelompok disatukan oleh sebuah kepala tiang (poer) bekerja beban-beban vertical (V), horizontal (H), dan momen (M), maka besarnya beban vertical ekuivalen ( $P$ ) yang bekerja pada sebuah tiang menurut Tomlison adalah

$$P = \left( \frac{P}{n} \right) = \{ (M_x \cdot X_{max}) / \sum x'^2 \} \rightarrow \text{tinjauan arah } x$$

$$P = \left( \frac{P}{n} \right) = \{ (M_y \cdot Y_{max}) / \sum y'^2 \} \rightarrow \text{tinjauan arah } y$$

Dimana

N = jumlah tiang dalam group

X, Y = jarak antara sebuah tiang dengan sumbu netral group tiang

M = total momen



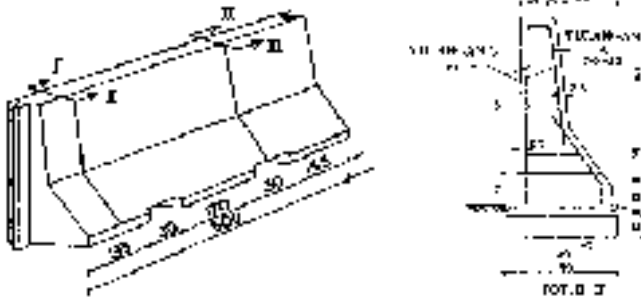
***“Lembar Ini Sengaja Dikosongkan”***

## BAB IV

### PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

#### 4.1. Perhitungan Pembatas Jalan dari Beton

Pembatas jalan direncanakan setinggi 120 cm terhitung dari permukaan box girder, lebar bawah 26 cm dan lebar atas 15 cm. Berdasarkan peraturan SNI T-02-2005 penghalang lalu lintas harus direncanakan untuk menahan beban tumbukan rencana ultimit arah menyilang sebesar  $P = 100 \text{ kN}$  untuk  $h \leq 850 \text{ mm}$ . penyebaran menyilang rencana harus direntangkan dengan jarak memanjang 5000 mm pada bagian atas penghalang dan disebarkan dengan sudut  $45^\circ$  ke bawah pada lantai yang memikulnya. Berikut adalah gambar pembebanan akibat tumbukan.



Gambar 4. 1 Desain rencana parapet

Selain pembatas jalan menerima beban tumbukan, pembatas juga menerima beban angin sebesar.

$$H_w = 0,0006 \times C_w \times (V_w)^2 \times A_s$$

Dimana :

$H_w$  = Kecepatan angin rencana (m/dt)

$C_w$  = Koefisien seret, dari tabel 42 RSNI T-02-2005

$V_w$  = Kecepatan angina rencana (m/dt<sup>2</sup>) dari tabel 28 RSNI T-02-2005

$A_s$  = Luas koefisien bagian samping jembatan (m<sup>2</sup>)

#### 4.1.1. Data perencanaan :

1. Panjang total jembatan = 180 m
2. Mutu beton  $f'_c$  = 30 Mpa
3. Mutu baja  $f_y$  = 240 Mpa
4. Beban angin yang diterima oleh pembatas jalan

Tinggi rencana box girder diperoleh dari rasio tinggi terhadap bentang yang disebutkan pada pembahasan sebelumnya  $\frac{h}{L} < \frac{1}{15}$ . Untuk bentang  $L = 90$  di area tumpuan direncanakan  $\frac{h}{L}$  sebesar  $\frac{1}{17}$  sehingga didapatkan tinggi box girder di area tumpuan sebesar  $h_{tumpuan} = 3$  m.

$$\frac{h}{L} = \frac{3000}{9000} = 0,338$$

Dimana

$$\begin{aligned} d &= \text{tinggi box girder} + \text{tinggi pembatas} \\ &= 3 \text{ m} + 0,85 \text{ m} \\ &= 3,85 \text{ m} \end{aligned}$$

Keterangan

b = lebar keseluruhan jembatan dihitung dari sisi terluar box girder

d = tinggi bangunan atas, termasuk tinggi pembatas jalan

Dari nilai b/d diperoleh nilai  $C_w$  dengan cara menginterpolasi yang terdapat pada tabel 27 RSNI T-02-2005. Dengan nilai b/d sebesar 2,338 diperoleh:

Nilai koefisien  $C_w = 1,478$

Nilai  $V_w = 35 \text{ m/s}$

Nilai A = tinggi pembatas jalan x lebar terbebani

$$= 0,85 \text{ m} \times 1,50 \text{ m} = 4,25 \text{ m}^2$$

Sehingga,  $H_w$  diperoleh sebesar

$$\begin{aligned} \text{Nilai } H_w &= 0,0006 \times C_w \times (V_w)^2 \times A_s \\ &= 0,0006 \times 1,478 \times (35)^2 \times 1,5 \\ &= 1,629 \text{ kN} \end{aligned}$$

Jadi momen ultimate yang di pikul oleh pembatas jalan sebesar

$M_u = (\text{beban tumbukan} - \text{beban angin } H_w) \times \text{tinggi pembatas jalan}$

$$= (\cos 45^\circ \times 100 - 1,629) \times 0,85$$

$$= 58,72 \text{ kNm}$$

$$M_n = \frac{400}{6} \times \frac{58,72}{1,1}$$

$$= 73,4 \text{ kNm} = 73,4 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

#### 4.1.2. Penulangan Pembatas Jalan

Dimensi pembatas jalan  $1,5 \times 0,4$

Beton decking 40 mm

Direncanakan menggunakan tulangan utama  $D = 16 \text{ mm}$

Direncanakan menggunakan tulangan sengkang  $D = 10 \text{ mm}$

$$M_n = 73,4 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$d = 400 - 40 - \left(\frac{1}{2} \times 16\right)$$

$$d = 352 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{400}{6 \times 352} \times \frac{73,4 \times 10^6}{15000 \times 352} = 0,195$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{240}{0,85 \times 31,2} = 9,05$$

$$\rho_{\min} = \frac{1}{15} - \frac{1}{240} = 0,0058$$

$$\beta_1 = 0,85 - \left( \frac{31,2 - 28}{7} \right) \times 0,05 = 0,827$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{balance}} &= \frac{0,827 \times 120 \times 21}{14} \times \frac{1600}{1400 \times 21} \\ &= \frac{0,827 \times 12 \times 2 \times 0,827}{210} \times \frac{1600}{1400 \times 210} = 0,0653 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_{\text{balance}} \\ &= 0,75 \times 0,0653 \\ &= 0,0490 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{60} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{200,80}{15}} \right) \\ &= \frac{1}{60} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,0058 \times 365}{210}} \right) \\ &= 0,001658 \end{aligned}$$

Karena  $\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\min} < \rho_{\max}$ , maka di pakai  $\rho_{\min}$

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho_{\min} \times b \times d = 0,0058 \times 1500 \times 352 \\ &= 3062,4 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{A tulangan} = 201,06 \text{ mm}^2$$

Jadi dibutuhkan tulangan 16 D 16 (3216,9 mm<sup>2</sup>)

Tulangan sengkang = 0,2 x As tulangan utama

$$= 0,2 \times 3216,9$$

$$= 643,39 \text{ mm}^2$$

Jadi dipakai 10 D 150 mm

#### 4.2. Kontrol Perkerasan Terhadap Geser Ponds

Berdasarkan Peraturan RSNI T -12 – 2004 Perencanaan Struktur Beton untuk jembatan

$$V_n = \left( 1 + \frac{2}{\beta} \right) \sqrt{\frac{f_c'}{6}} \times l' \times d$$

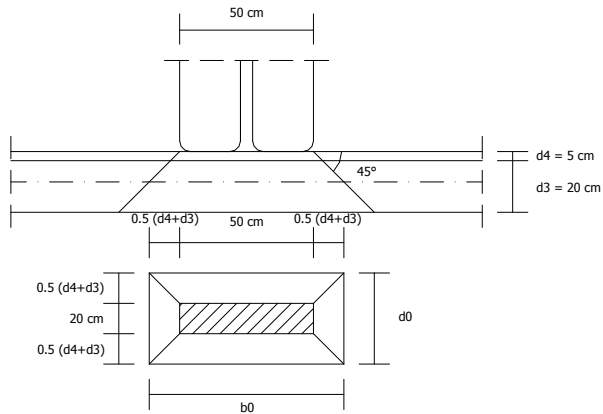
Dimana

U = keliling kritis

d = Tinggi efektif diambil dari rata-rata di sekeliling garis keliling geser kritis

$\beta$  = Perbandingan antara dimensi terpanjang dari luas efektif yang dibebani “y” dengan dimensi “x” (y/x)

Muatan “T” = 112,5 KN dengan luas bidang kontak roda 500 mm x 200 mm



Gambar 4. 2 Pembuangan Geser Ponds

Keliling kritis

$$U = 2 \times (b_0 + d_0)$$

$$= 2 \times (75 + 45) = 240 \text{ cm} \approx 2400 \text{ mm}$$

$$\beta = \frac{f_c}{f_t} = 2,5$$

Gaya geser ultimate

$$V_u = KTT \times 112500 \times (1 + FDB)$$

$$= 1,8 \times 112500 \times (1 + 0,3)$$

$$= 263250 \text{ N}$$



$$\begin{aligned}
 V_n &= \left(1 + \frac{2}{3} \times \frac{31,2}{9} \times 1 \times d\right) \\
 &= \left(1 + \frac{2}{2,7}\right) \times \frac{31,2}{9} \times 2400 \times 250 \\
 &= 1005425 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{2}{3} \times 1 \times d \\
 &= \frac{31,2}{3} \times 2400 \times 250 \\
 &= 1117139 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Kuat penampang pada geser harus memenuhi

$$\begin{aligned}
 V_u &\leq \phi V_n \\
 263250 \text{ N} &\leq 0,6 \times 1005425 \text{ N} \\
 26250 \text{ N} &\leq 603255 \text{ N} \dots\dots\dots\text{OK} \\
 V_c &> V_n \\
 1117139 \text{ N} &> 1005425 \text{ N} \dots\dots\dots\text{OK}
 \end{aligned}$$

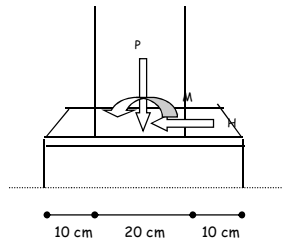
### 4.3. Perencanaan Base Plat

Data perencanaan :

$$P_u = 350 \text{ kg}$$

$$M_u = 90 \text{ kgm} = 9000 \text{ kgcm}$$

$$H = 200 \text{ kg}$$



Gambar 4. 3 Gaya yang bekerja pada baseplat

#### 4.3.1. Kontrol Base plat untuk Penerangan Jalan

$$f'_c \text{ beton} = 25 \text{ Mpa} = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$B = 40 \text{ cm}$$

$$L = 40 \text{ cm}$$

Kuat nominal tumpu beton

$$\begin{aligned} P_n &= 0,85 \times f'_c \times A \\ &= 0,85 \times 250 \times 40 \times 40 \\ &= 340.000 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{array}{lll} P_u & < & \phi P_n \\ 350 \text{ kg} & < & 0,6 \times 340.000 \text{ kg} \\ 350 \text{ kg} & < & 204.000 \text{ kg} \dots\dots\dots \text{Ok} \end{array}$$

### 4.3.2. Tegangan yang diterima beton

$$e = \frac{M}{P} = \frac{90200}{3570}$$

$$= 25,27 \text{ cm}$$

$$W = \frac{1}{12} \times B \times L^3$$

$$W = \frac{1}{12} \times 40 \times 40^3$$

$$= 10.666,67 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{W}$$

$$= \frac{3570}{1063} \pm \frac{90200}{106666,67}$$

$$\sigma_{\max} = 1,063 \text{ kg/cm}^2 < f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\min} = -0,625 \text{ kg/cm}^2$$

### 4.3.3. Perencanaan tebal plat

$$q = \sigma_{\max} = 1,063 \text{ kg/cm}^2$$

$$M = 0,5 \times q \times L^2$$

$$M = 0,5 \times 1,063 \times 10^2$$

$$M = 53,125 \text{ kgcm}$$

Tebal plat

$$t = \left( \frac{0,8 W}{q_{\text{maks}}} \right)^{0,5}$$

$$t = \left( \frac{0,8 \times 53,125}{1063} \right)^{0,5}$$

$$t = 0,43 \text{ cm} \approx 7 \text{ cm}$$

#### 4.3.4. Perencanaan Anker

Angker hanya untuk menerima beban horizontal

$H = 200 \text{ kg}$

Dicoba

$\varnothing \text{ baut} = 16 \text{ mm}$

$F_u \text{ baut} = 3700 \text{ kg/cm}^2$

$T \text{ plat} = 1 \text{ cm}$

$F_u \text{ plat} = 3700 \text{ kg/cm}^2$

##### 1. Kekuatan anker

$$\begin{aligned} \text{Kuat geser} &= \varnothing R_n = 0,75 \times 0,5 \times f_u \times m \times A_b \\ &= 0,75 \times 0,5 \times 3700 \times 1 \times (0,25 \times \pi \times 1,6^2) \\ &= 2789,73 \text{ kg} \quad (\text{menentukan}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kuat tumpu} &= \varnothing R_n = 0,75 (2,4 \times d \times t_p \times f_u) \\ &= 0,75 (2,4 \times 1,2 \times 1 \times 3700) \\ &= 7992 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jadi kekuatan anker} &= 2 \times 2789,74 \\ &= 5579,5 \text{ kg} > H = 200 \text{ kg} \end{aligned}$$

##### 2. Panjang Anker

$$L_{db} = \frac{0,02 \times A_s \times f_y}{f_u} \geq 0,06 \times d \times f_y$$

$$\begin{aligned} L_{db} &= \frac{0,02 \times 201 \times 41}{2,7 \times 7} \geq 0,06 \times 16 \times 24 \\ &= 61 \text{ mm} \geq 23 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dipasang 250 mm

***“Lembar Ini Sengaja Dikosongkan”***

## **BAB V**

### **PERENCANAAN STRUKTUR BANGUNAN ATAS**

#### **5.1. Data Perencanaan**

Dalam tugas akhir ini, jembatan Damas akan dimodifikasi dengan menggunakan konstruksi box girder. Berikut adalah data perencanaan dari jembatan Damas.

Nama jembatan	Jembatan Damas
Lokasi jembatan	Melintasi sungai yang terletak di daerah trenggalek, provinsi Jawa Timur
Tipe jembatan	Jembatan Box Girder Segmental non-prismatis dengan menggunakan struktur beton pratekan tipe single box girder
Panjang jembatan	180 m, terdiri dari 3 bentang, dengan panjang masing – masing 45 m, 90 m, dan 45 m.
Metode pelaksanaan	menggunakan metode cast in situ balance cantilever dengan traveler

#### **5.2. Data – data bahan**

##### **5.2.1. Beton**

Kuat tekan beton prategang ( $f_c'$ ) = 60 Mpa

Kuat tekan beton untuk struktur sekunder ( $f_c'$ ) = 30 Mpa

### 5.2.2. Baja

Mutu baja yang akan digunakan untuk penulangan box girder adalah baja mutu ( $f_y$ ) = 420 Mpa

Mutu baja yang digunakan untuk struktur sekunder adalah baja mutu ( $f_y$ ) = 390 Mpa

Dalam perencanaan ini akan digunakan jenis kabel ASTM A 416-74 Grade 270 dengan diameter 15,2 mm.

## 5.3. Tegangan Ijin Bahan

### 5.3.1. Beton prategang (pasal 4.4.1.1.2)

#### a. Pada saat transfer

Kekuatan beton pada saat transfer ( $f_{ci}'$ )

$$\begin{aligned} f_{ci}' &= 70\% \times f_c' \\ &= 70\% \times 60 = 42 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Tegangan tekan dalam penampang beton tidak boleh melampaui nilai sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{tekan}} &= 0,6 \times f_{ci} \\ &= 0,6 \times 42 = 25,2 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Untuk struktur jembatan cast in situ tegangan tarik yang diijinkan :

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{tarik}} &= 0,25 \times \overline{f_{ci}} \\ &= 0,25 \times \overline{42} = 1,62 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

b. Pada saat service

Tegangan tekan dalam penampang beton tidak boleh melampaui nilai sebagai berikut :

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{tekan}} &= 0,45 \times f_c \\ &= 0,45 \times 60 = 27 \text{ Mpa}\end{aligned}$$

Untuk tegangan tarik yang diijinkan pada kondisi batas layan L

$$\begin{aligned}\sigma_{\text{tarik}} &= 0,5 \times \overline{f_c} \\ &= 0,5 \times \overline{60} = 3,87 \text{ Mpa}\end{aligned}$$

c. Modulus Elastisitas (E)

$$\begin{aligned}E &= 4700 \times \overline{f_{ci}} \\ &= 4700 \times \overline{60} = 36406,043 \text{ Mpa}\end{aligned}$$

5.3.2. Baja Prategang

$$\text{Modulus elastisitas (Es)} = 200000 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tegangan putus kabel (fpu)} = 1745 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned}\text{Tegangan leleh kabel (fpy)} &= 0,85 \times f_{pu} \\ &= 0,85 \times 1745 \\ &= 1483,25 \text{ Mpa}\end{aligned}$$



Tegangan tarik ijin kabel (jacking)

$$= 0,94 \times f_{py}$$

$$= 0,94 \times 1483,25$$

$$= 1394,255 \text{ Mpa}$$

Tegangan tarik ijin kabel (setelah pengangkuran)

$$= 0,7 \times f_{pu}$$

$$= 0,7 \times 1745 = 1221,5 \text{ Mpa}$$

## 5.4. Preliminary Desain

### 5.4.1. Perencanaan Dimensi Box Girder

Langkah awal dalam menentukan box girder adalah menentukan tinggi tafsiran penampang tersebut. Dalam merencanakan  $H_{\text{tafsiran}}$  diambil nilai sebagai berikut :

- a.  $H_{\text{tafsiran}}$  pada tengah bentang

$$H_{\text{tafsiran}} = 1/47 \times L$$

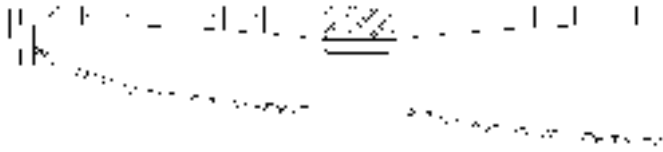
$$= 1/47 \times 90 = 1,91 \text{ m} \approx 3 \text{ m}$$

- b.  $H_{\text{tafsiran}}$  pada tumpuan :

$$H_{\text{tafsiran}} = 1/25 \times L$$

$$= 1/25 \times 90 = 3,6 \text{ m} \approx 5 \text{ m}$$

Dari  $H_{\text{tafsiran}}$  tersebut lalu diinputkan ke dalam Midas Civil sehingga didapatkan tinggi box girder parabolic setiap segmen sebagai berikut:



Gambar 5. 1 Pemodelan jembatan variable depth

Tabel 5. 1 Htafsiran setiap joint

No joint	H (m)	L box (m)
13	5,000	3
12	4,673	3
11	4,375	3
10	4,100	3
9	3,848	3
8	3,620	3
7	3,418	3
6	3,237	3
5	3,082	3
4	2,950	3
3	2,843	3
2	3,760	3
1	3,000	3

Berikut adalah contoh perhitungan dimensi box girder pada joint 1 dengan Htafsiran = 3000 mm



Tabel 5. 2 Tabel perhitungan dimensi box pada joint 1

(dalam m)

No	Luas tampang	Jumlah tampang	Luas Total (A)	Jarak terhadap alas y (m)	Statis momen $A*y$ (m <sup>3</sup> )	di	$A*di^2$	Momen Inersia $I_o$ (m <sup>4</sup> )
1	0,250	2	0,5	2,875	1,438	1,257	0,790	0,003
2	2,205	1	2,205	2,825	6,229	1,207	3,212	0,023
3	0,100	2	0,2	2,617	0,523	0,998	0,199	0,001
4	0,125	2	0,25	2,483	0,621	0,865	0,187	0,002
5	1,050	2	2,1	1,5	3,150	0,118	0,029	1,575
6	0,125	2	0,25	0,516	0,129	1,101	0,303	0,002
7	2,205	1	2,205	0,175	0,386	1,443	4,591	0,023
			7,710		12,4757		9,312	1,627

Letak titik berat  $y_b = \Sigma A \cdot y / \Sigma A = 1,618 \text{ m}$

$$y_a = H - y_b = 1,382 \text{ m}$$

Momen inersia terhadap alas balok

$$I_b = \Sigma A \cdot y^2 + \Sigma I_0 = 78,473 \text{ m}^4$$

Momen inersia terhadap titik berat balok :

$$I_g = I_b - (A \cdot y_b)^2 = 10,939 \text{ m}^4$$

Tahanan momen sisi atas

$$W_a = I_g / y_a = 7,916 \text{ m}^3$$

Tahanan momen sisi bawah

$$W_b = I_g / y_b = 6,761 \text{ m}^3$$

Kern sisi atas

$$K_a = W_b / \Sigma A = 0,876 \text{ m}$$

Kern sisi bawah

$$K_b = W_a / \Sigma A = 1,026 \text{ m}$$

Tabel 5. 3 Perhitungan dimensi box girder pada setiap joint

No joint	H (m)	L box (m)	A (m <sup>2</sup> )	Ya (m)	Yb(m)	I (m <sup>4</sup> )	wa (m <sup>3</sup> )	wb (m <sup>3</sup> )	ka	kb
14	5,000	3	9,890	2,233	2,767	38,160	17,088	13,792	1,39	1,73
13	5,000	3	9,890	2,233	2,767	38,160	17,088	13,792	1,39	1,73
12	4,673	3	9,596	2,062	2,592	31,976	15,510	12,334	1,29	1,62
11	4,375	3	9,373	1,940	2,469	24,953	15,510	12,334	1,08	1,37
10	4,100	3	9,146	1,814	2,338	21,422	11,812	9,161	1,00	1,29
9	3,848	3	8,933	1,700	2,221	19,472	11,453	8,768	0,98	1,28
8	3,620	3	8,742	1,600	2,116	15,990	9,994	7,556	0,86	1,14
7	3,418	3	8,591	1,516	2,021	13,318	8,783	6,591	0,77	1,02
6	3,384	3	8,410	1,437	1,946	11,245	7,824	5,779	0,69	0,93
5	3,255	3	8,269	1,372	1,883	9,733	7,093	5,170	0,63	0,86
4	3,153	3	8,150	1,321	1,832	8,674	6,567	4,735	0,58	0,81
3	3,076	3	8,044	1,280	1,796	7,879	6,157	4,386	0,55	0,77
2	3,025	3	7,936	1,247	1,778	7,385	5,921	4,154	0,52	0,75
1	3,000	3	7,845	1,224	1,776	7,143	5,836	4,021	0,51	0,74

## 5.5. Analisa Pembebanan Pada Kondisi Kantilever

### 5.5.1. Analisa Beban Mati

#### a. Analisa Berat Sendiri

Berat sendiri (*self weight*) adalah berat bahan dan bagian jembatan yang merupakan elemen structural ditambah dengan elemen non-structural yang dipikulnya dan bersifat tetap

Contoh perhitungan pada segmen 12

$$q = A \times B_j \text{ Beton}$$

$$q = 6,156 \times 250$$

$$q = 153,9 \text{ kN/m}$$

Tabel 5. 4 Analisa berat sendiri

No	Jenis Berat	Berat	
1	Box girder ( segmen 12)	153,9	kN/m
2	Diafragma	3,84	kN/m
Berat total		161,865	kN/m

#### b. Beban Mati Tambahan

Beban mati tambahan (*superimposed dead load* ), adalah berat seluruh bahan yang menimbulkan suatu beban pada girder jembatan yang merupakan elemen non-struktural, dan mungkin berubah selama umur jembatan.

Girder jembatan direncanakan mampu memikul beban mati tambahan berupa:

1. Aspal beton setebal 50 mm untuk pelapisan kembali di kemudian hari (*overlay*)
2. Genangan air hujan setinggi 50 mm apabila saluran drainase tidak bekerja dengan baik

Tabel 5. 5 Analisa beban mati tambahan

No	Jenis Beban	Lebar b (m)	Tebal h (m)	Luas A (m <sup>2</sup> )	Berat sat (kN/m <sup>3</sup> )	Beban (kN/m)
1	Railling dan trotoar					3,67
2	Lapisan aspal + <i>overlay</i>	7,00	0,10	0,70	22	15,4
3	Air Hujan	7,00	0,05	0,35	9,8	3,43
4	Penerangan Jalan					0,1
Berat Total						22,6

Dicoba Perhitungan momen akibat berat sendiri dengan cara manual berdasarkan data analisis pembebanan di atas.



## 5.6. Perhitungan Momen dan Perencanaan Tendon Prategang

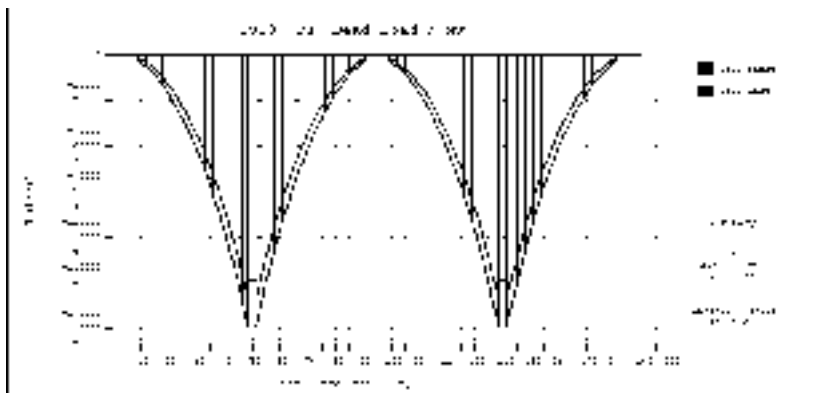
### 5.6.1. Perencanaan tendon kantilever (tahap 1)

Perencanaan tendon pada masa kantilever dihitung berdasarkan berat sendiri box girder serta berat pelaksanaan konstruksi menggunakan system traveler kemudian dikali dengan jarak terhadap tumpuan sehingga akan di peroleh momen pada tumpuan yang perlu ditahan oleh tendon. Perhitungan momen akibat berat sendiri tersebut dilakukan dengan bantuan software “Midas Civil”.

Diambil contoh perhitungan tendon pada *Construction Stage* box girder no 13

Direncanakan menggunakan tendon jenis 6"-12 ASTM Grade 270 dengan mengacu pada tabel VSL. Breaking Load 3128 kn untuk 1 tendon.

Berikut hasil output dari Midas Civil



Gambar 5. 4 Diagram momen pada midas civil

Setelah didapat momen pada masing-masing segmen, selanjutnya menghitung kebutuhan tegangan tendon sesuai rumus berikut :

$$f_c = -\frac{M}{I} = \frac{F \cdot e \cdot y_b}{I} - \frac{M_{dead}}{I}$$

Dan tegangan yang terjadi harus memenuhi persyaratan, yaitu :

- Pada serat bawah, pada kondisi beban sementara atau transfer prategang, beton harus dalam keadaan tertekan  $0,6 f'_{ci} = 25,2 \text{ Mpa}$
- Pada serat atas, beton diizinkan mengalami tarik dengan tegangan izin  $0,25 \sqrt{f'_{ci}} = 1,62 \text{ Mpa}$

#### 5.6.2. Perhitungan Tegangan Box Girder

Contoh perhitungan untuk pemasangan segmen 10:

$$A = 9,146 \text{ m}^2$$

$$y_a = 2,035 \text{ m}$$

$$y_b = 2,065 \text{ m}$$

$$I = 25,034 \text{ m}^4$$

$$\Delta M = 1165 \text{ tm (pada saat segmen 10 terpasang)}$$

Letak tendon 0,3 m dari serat atas

Karena hanya di inginkan terjadinya tegangan tekan, maka tegangan tarik pada serat atas ( $f_t$ ) = 0 Mpa

Serat atas

$$0 = -\frac{F}{9,146 \cdot 10} - \frac{F \cdot 1,725 \cdot 2,035}{25,031 \cdot 10^{-2}} + \frac{1165 \cdot 10^3 \cdot 2,035}{25,031 \cdot 10^{-2}}$$

$$0 = -1,09 \cdot 10^{-7} F - 1,41 \cdot 10^{-3} F + 0,095$$

$$-0,095 = -1,231 \cdot 10^{-7} F$$

$$F = 7,672 \cdot 10^7$$

Serat bawah

$$-25,2 = -\frac{F}{9,116 \cdot 10^4} + \frac{F \cdot 17,35 \cdot 10^{-5}}{25,034 \cdot 10^{-2}} - \frac{11 \cdot 5,10^3 \cdot 2,065}{25,034 \cdot 10^{-2}}$$

$$-25,2 = -1,09 \cdot 10^{-7} F + 1,43 \cdot 10^{-7} F - 0,096$$

$$-25,104 = 3,44 \cdot 10^{-8} F$$

$$F = 2,64 \cdot 10^{11} \text{ N}$$

Di gunakan  $F = 1,615 \cdot 10^7 \text{ N}$ . Dengan menganggap kehilangan gaya prategang awal sebesar 5 %, sehingga nilai gaya prategang saat *jecking force* adalah :

$$F_0 = \frac{F}{1,95} = \frac{7,872 \cdot 10^6}{1,95} = 8,075 \cdot 10^6 \text{ N}$$

### 5.6.3. Kontrol Tegangan Box Girder

Kontrol tegangan segmen 10 :

Serat atas

$$f_a = -\frac{8,075 \cdot 10^6}{9,116 \cdot 10^4} - \frac{8,075 \cdot 10^6 \cdot 17,35 \cdot 10^{-5}}{25,034 \cdot 10^{-2}} - \frac{11 \cdot 5,10^3 \cdot 2,065}{25,034 \cdot 10^{-2}}$$

$$f_a = -0,088 - 0,0114 + 0,0947$$

$$f_a = -0,005 \text{ Mpa}$$

Serat bawah

$$f_b = -\frac{8,075 \cdot 10^6}{9,116 \cdot 10^4} + \frac{8,075 \cdot 10^6 \cdot 17,35 \cdot 10^{-5}}{25,034 \cdot 10^{-2}} - \frac{11 \cdot 5,10^3 \cdot 2,065}{25,034 \cdot 10^{-2}}$$

$$f_b = -0,088 + 0,0116 - 0,096$$

$$f_b = -0,173 \text{ Mpa}$$

Perhitungan awal nilai  $f$  pada segmen lainnya dapat dilihat pada tabel 5.6 dibawah ini,

Tabel 5. 6 Perhitungan awal nilai  $F$  perlu pada tahap kantilever

saat pasang Segmen	A (m <sup>2</sup> )	Ya (m)	Yb(m)	I (m <sup>4</sup> )	Momen	$\Delta$ momen	$f$ ijin tarik	$f$ ijin tekan	F/A	F.e.y / I (Mpa)		Mg. y / I (Mpa)		Fperlu	
	(m <sup>2</sup> )	(m)	(m)	(m <sup>4</sup> )	(t.m)	(t.m)	0,25 $\sqrt{f_{ci}}$	0,6 $f_{ci}$	Mpa	Atas	Bawah	Atas	Bawah	F 1	F 2
14	9,890	2,531	2,469	40,783	929	929	1,425	25,2	1,01E-07 F	1,385E-08 F	1,351E-08 F	0,058	0,056253	5,017E+05	6,45E+05
13	9,890	2,531	2,469	40,783	1829	900			1,01E-07 F	1,385E-08 F	1,351E-08 F	0,056	0,05447	4,858E+05	-2,88E+08
12	9,596	2,349	2,321	34,496	2745	916			1,04E-07 F	1,395E-08 F	1,379E-08 F	0,062	0,061633	5,279E+05	-2,79E+08
11	9,373	2,186	2,189	29,371	3794	1049			1,07E-07 F	1,403E-08 F	1,406E-08 F	0,078	0,07819	6,467E+05	-2,71E+08
10	9,146	2,035	2,065	25,034	4959	1165			1,09E-07 F	1,411E-08 F	1,431E-08 F	0,095	0,096089	7,672E+05	-2,64E+08
9	8,933	1,896	1,952	21,382	6230	1271			1,12E-07 F	1,416E-08 F	1,457E-08 F	0,113	0,116004	8,939E+05	-2,57E+08
8	8,742	1,772	1,848	18,360	7599	1369			1,14E-07 F	1,421E-08 F	1,482E-08 F	0,132	0,137791	1,027E+06	-2,50E+08
7	8,591	1,666	1,752	15,946	9060	1461			1,16E-07 F	1,428E-08 F	1,501E-08 F	0,153	0,160505	1,168E+06	-2,45E+08
6	8,410	1,633	1,751	15,392	10610	1550			1,19E-07 F	1,414E-08 F	1,516E-08 F	0,164	0,176318	1,236E+06	-2,39E+08
5	8,269	1,558	1,697	13,909	12260	1650			1,21E-07 F	1,408E-08 F	1,535E-08 F	0,185	0,201363	1,368E+06	-2,34E+08
4	8,150	1,499	1,654	12,789	14020	1760			1,23E-07 F	1,406E-08 F	1,551E-08 F	0,206	0,227572	1,509E+06	-2,30E+08
3	8,044	1,454	1,622	11,945	17880	3860			1,24E-07 F	1,404E-08 F	1,567E-08 F	0,470	0,524175	3,087E+06	2,24E+08
2	7,936	1,388	1,637	11,262	18700	820			1,26E-07 F	1,341E-08 F	1,582E-08 F	0,101	0,11917	7,249E+05	2,23E+08
1	7,845	1,382	1,618	10,939	19920	1220			1,27E-07 F	1,367E-08 F	1,6E-08 F	0,154	0,180457	1,092E+06	2,20E+08

Kemudian control terhadap nilai  $f$  yang didapatkan pada segmen lainnya dapat dilihat pada tabel 5.7 di bawah ini,

Tabel 5. 7 Kontrol nilai  $f$  setelah dianggap mengalami kehilangan tegangan awal 5%

Segmen	Momen	f ijin tarik	f ijin tekan	f perlu	f pakai	F/A	F . e . y / I (Mpa)		Mg. y / I (Mpa)		f (Mpa)		Ket	f tambahan
	(t.m)	$0,25\sqrt{f_{ci}}$	$0,6 f_{ci}$	N	N	Mpa	Atas	Bawah	Atas	Bawah	atas	Bawah		N
14	929	1,425	25,2	5,02E+05	5,28E+05	-0,053	-0,00731	0,007132	0,05767	-0,05625	-0,003	-0,103	Ok	5,28E+05
13	1829			4,86E+05	5,11E+05	-0,052	-0,00708	0,006906	0,055842	-0,05447	-0,003	-0,099	Ok	5,11E+05
12	2745			5,28E+05	5,56E+05	-0,058	-0,00775	0,007661	0,062374	-0,06163	-0,003	-0,112	Ok	5,56E+05
11	3794			6,47E+05	6,81E+05	-0,073	-0,00955	0,009568	0,078065	-0,07819	-0,004	-0,141	Ok	6,81E+05
10	4959			7,67E+05	8,08E+05	-0,088	-0,01139	0,011559	0,094713	-0,09609	-0,005	-0,173	Ok	8,08E+05
9	6230			8,94E+05	9,41E+05	-0,105	-0,01332	0,01371	0,112728	-0,116	-0,006	-0,208	Ok	9,41E+05
8	7599			1,03E+06	1,08E+06	-0,124	-0,01536	0,016023	0,132126	-0,13779	-0,007	-0,245	Ok	1,08E+06
7	9060			1,17E+06	1,23E+06	-0,143	-0,01755	0,018457	0,152663	-0,16051	-0,008	-0,285	Ok	1,23E+06
6	10610			1,24E+06	1,30E+06	-0,155	-0,0184	0,01973	0,164456	-0,17632	-0,009	-0,311	Ok	1,30E+06
5	12260			1,37E+06	1,44E+06	-0,174	-0,02028	0,022106	0,184764	-0,20136	-0,010	-0,353	Ok	1,44E+06
4	14020			1,51E+06	1,59E+06	-0,195	-0,02233	0,024628	0,206332	-0,22757	-0,011	-0,398	Ok	1,59E+06
3	17880			3,09E+06	3,25E+06	-0,404	-0,04564	0,050919	0,469821	-0,52418	0,020	-0,877	Ok	3,25E+06
2	18700			7,25E+05	7,63E+05	-0,096	-0,01024	0,012068	0,101075	-0,11917	-0,005	-0,203	Ok	7,63E+05
1	18920			1,09E+06	1,15E+06	-0,147	-0,01571	0,018394	0,154112	-0,18046	-0,008	-0,309	Ok	1,15E+06

#### 5.6.4. Perencanaan Kabel Tendon

Baja pratekan (tendon) direncanakan menggunakan kabel jenis strand *seven wires stress relieved* ( 7 kawat untai ). Dengan mengacu pada tabel VSL, berikut adalah jenis dan karakteristik dari baja pratekan yang digunakan :

Diameter	= 15,2 mm
Luas Nominal (As)	= 143,3 mm <sup>2</sup>
Nominal Massa	= 1,125 kg/m
Minimum breaking load	= 250 kn
Modulus elastisitas (Es)	= 200.000 MPa
Batas Leleh	= 0,82 $f_{py}$
Batas putus	0,74 $f_{pu}$

$$f_{pu} = \frac{\text{Minimum breaking load}}{A_s} = \frac{250000}{143,3} = 1745 \text{ MPa}$$

Sehingga :

$$\begin{aligned}
 \text{Batas leleh} &= 0,82 f_{py} \quad \rightarrow f_{py} = 0,9 f_{pu} \\
 &= 0,82 \times (0,9 \times 1745) \\
 &= 1287,81 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Batas putus} &= 0,74 f_{pu} \\
 &= 0,74 \times 1745 \\
 &= 1291,30 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Contoh perhitungan untuk segmen 10

$$F_o \text{ tambahan} = 8,08 \times 10^5 \text{ N}$$

Jumlah strand untuk 1 web

$$A_{ps} = \frac{F_{o \text{ tambahan}}}{f_{ps}} = \frac{8,08 \times 10^5}{24,1287,11} = 313,9 \text{ mm}^2$$

Diperkirakan menggunakan 1 duct

$$\frac{A_{ps}}{A_d} = \frac{313,9}{113,7} = 2,19 \text{ strand} \rightarrow 12 \text{ strand}$$

Maka untuk menahan di segmen 10 dipasang tendon 2x12 Sc.

Dengan gaya  $F = 1750 \text{ kN}$

Saat segmen 10 terpasang, pada kantilever tersebut telah terpasang 8 tendon, yaitu 2 VSL 12 Sc pada segmen 13; 2 VSL 12 Sc pada segmen 12; 2 VSL 12 Sc pada segmen 11 dan 2 VSL 12 Sc pada segmen 10. Sehingga akan terdapat gaya tota tendon sebesar:

$$\begin{aligned}
 F_{\text{total}} &= F_{\text{segmen 13}} + F_{\text{segmen 12}} + F_{\text{segmen 11}} + F_{\text{segmen 10}} \\
 &= (2 \times 12 \times 250 \text{ kN}) + (2 \times 12 \times 250 \text{ kN}) + (2 \times 12 \times 250 \text{ kN}) \\
 &\quad + (2 \times 12 \times 250 \text{ kN}) \\
 &= 24000 \text{ kN} > F_{\text{pakai}} = 8,08 \times 10^5 \text{ N}
 \end{aligned}$$

### 5.6.5. Kontrol Tegangan Sesuai Jumlah tendon

Serat Atas

$$\begin{aligned}
 f_t &= -\frac{2.1 \times 10^7}{9.118 \times 10^4} - \frac{2.1 \times 10^7 \times 1713 \times 10^{-6}}{2.503 \times 10^{-4}} + \frac{1.163 \times 10^9 \times 2005}{2.503 \times 10^{-4}} \\
 &= -2,624 - 0,339 + 0,095 \\
 &= -2,868 \text{ MPa} < 0,6 f_{ci} = 25,2 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Serat Bawah

$$\begin{aligned}
 f_t &= -\frac{2.1 \times 10^7}{9.118 \times 10^4} + \frac{2.1 \times 10^7 \times 1713 \times 10^{-6}}{2.503 \times 10^{-4}} - \frac{1.163 \times 10^9 \times 2005}{2.503 \times 10^{-4}} \\
 &= -2,624 + 0,343 - 0,096 \\
 &= -2,377 \text{ MPa} < 0,6 f_{ci} = 25,2 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

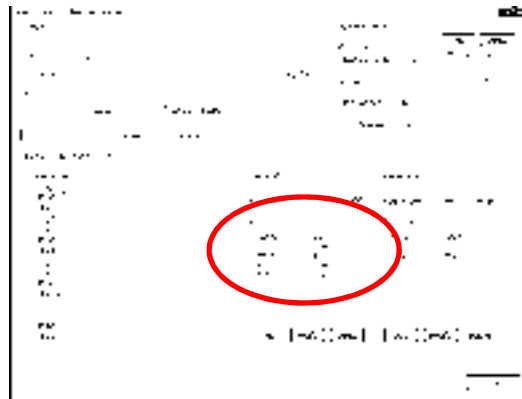


Kontrol tegangan akibat tegangan tendon rencana yang terpasang pada segmen lainnya disajikan pada tabel dibawah ini,

Tabel 5. 8 Kontrol tegangan sesuai tendon terpasang

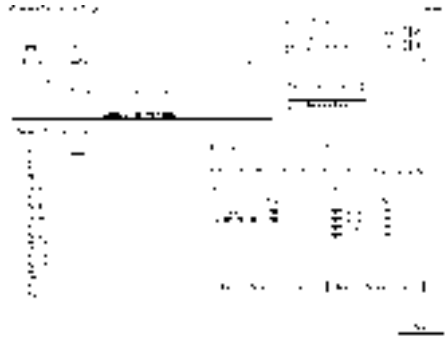
Segmen	f tambahan	Kebutuhan tendon	Jenis Tendon	F sesuai VSL	F kumulatif	f ijin tarik	f ijin tekan	F/A	F . e . y / I (Mpa)		Mg. y / I (Mpa)		Resultan Gaya (Mpa)		Ket
	N					0,25√fci	0,6 fci		Atas	Bawah	Atas	Bawah	atas	Bawah	
14	5,28E+05	2	12 Sc	6,00E+06	6,00E+06	1,425	25,2	-0,607	-0,083080235	0,081039	0,05767	-0,05625	-0,632	-0,582	Ok
13	5,11E+05	2	12 Sc	6,00E+06	1,20E+07			-1,213	-0,166160471	0,162078	0,055842	-0,05447	-1,324	-1,106	Ok
12	5,56E+05	2	12 Sc	6,00E+06	1,80E+07			-1,876	-0,251134998	0,248155	0,062374	-0,06163	-2,065	-1,689	Ok
11	6,81E+05	2	12 Sc	6,00E+06	2,40E+07			-2,561	-0,33680402	0,337344	0,078065	-0,07819	-2,819	-2,301	Ok
10	8,08E+05	3	12 Sc	6,00E+06	3,00E+07			-3,280	-0,423210805	0,429361	0,094713	-0,09609	-3,609	-2,947	Ok
9	9,41E+05	3	12 Sc	6,00E+06	3,60E+07			-4,030	-0,509734857	0,524547	0,112728	-0,116	-4,427	-3,622	Ok
8	1,08E+06	3	12 Sc	6,00E+06	4,20E+07			-4,805	-0,596689309	0,622269	0,132126	-0,13779	-5,269	-4,320	Ok
7	1,23E+06	4	12 Sc	6,00E+06	4,80E+07			-5,587	-0,685233273	0,720436	0,152663	-0,16051	-6,120	-5,028	Ok
6	1,30E+06	4	12 Sc	6,00E+06	5,40E+07			-6,421	-0,763796413	0,818885	0,164456	-0,17632	-7,020	-5,779	Ok
5	1,44E+06	4	12 Sc	6,00E+06	6,00E+07			-7,256	-0,844901196	0,920805	0,184764	-0,20136	-7,917	-6,537	Ok
4	1,59E+06	5	12 Sc	6,00E+06	6,60E+07			-8,098	-0,927975029	1,023502	0,206332	-0,22757	-8,820	-7,302	Ok
3	3,25E+06	9	12 Sc	6,00E+06	7,20E+07			-8,950	-1,011217769	1,128208	0,469821	-0,52418	-9,492	-8,346	Ok
2	7,63E+05	3	12 Sc	6,00E+06	7,80E+07			-9,829	-1,046269896	1,233585	0,101075	-0,11917	-10,774	-8,715	Ok
1	1,15E+06	4	12 Sc	6,00E+06	8,40E+07			-10,707	-1,14799192	1,344235	3,956518	-4,63286	-7,899	-13,996	Ok

Perhitungan beban sendiri yang dilakukan Midas Civil sudah memasukan beban *traveler* dan *wet concrete*. Sebagai contoh, pada *construction stage 10*, pada jendela *Activation* dapat di lihat beban mati yang di hitung sudah termasuk *Form Traveller 10* dan *wet concrete 10* yang merupakan beban mati box girder segmen 10.



Gambar 5. 5 Input analisa Wet Concrete pada Midas

Sedangkan beban mati karena struktur sekunder, *parapet* dan aspal, *super imposed dead load* baru akan di hitung pada *construction stage 17*. Yaitu pada saat seluruh segmen box girder telah tersambung.



Gambar 5. 6 Analisa Super imposed dead load

### 5.7. Analisa Beban Tahap *Continuous Beam*

Analisa tahap menerus (*continuous beam*) merupakan perhitungan untuk menentukan gaya prategang awal yang digunakan untuk menahan beban yang terjadi pada saat *continuous beam*.

Untuk menahan gaya-gaya yang terjadi saat jembatan telah memasuki masa layannya, akibat beban mati dan beban hidup yang terjadi digunakan *Tendon* yang dipasang pada bagian bawah box serta tambahan tendon pada bagian atas box girder. Sama seperti pada perhitungan tendon kantilever, langkah-langkah yang dikerjakan adalah dengan melakukan perhitungan beban-beban yang terjadi saat masa layan untuk kemudian didapatkan nilai gaya-gaya yang terjadi (analisis struktur) untuk seterusnya dilakukan desain jumlah tendon yang diperlukan.

Analisa pada tahap *Continuous Beam* dilakukan dengan bantuan software analisa desain *Midas Civil*. Dengan memasukkan beban – beban rencana pada beberapa kondisi kombinasi pembebanan,

akan diperoleh momen envelope yang di pakai sebagai kondisi batas momen rencana.

Pada masa layan seluruh beban mati dan hidup telah bekerja pada struktur jembatan. Yang termasuk beban mati adalah berat sendiri girder yang telah mengalami proses rangkai dan susut akibat waktu dan beban mati tambahan (SIDL). Sedangkan yang termasuk beban hidup adalah beban “D” dan beban truk “T”.

Berikut adalah perhitungan pembebanan yang terjadi

- a. Berat sendiri girder  
Perhitungan berat sendiri girder adalah sebagai berikut.  
Akan di analisa secara otomatis oleh *Midas Civil*.
- b. *Super Imposed Dead Load* (SIDL)

Beban mati tambahan (superimposed dead load ), adalah berat seluruh bahan yang menimbulkan suatu beban pada girder jembatan yang merupakan elemen non-struktural, dan mungkin berubah selama umur jembatan.

Girder jembatan direncanakan mampu memikul beban mati tambahan berupa:

1. Aspal beton setebal 50 mm untuk pelapisan kembali di kemudian hari (*overlay*)
2. Genangan air hujan setinggi 50 mm apabila saluran drainase tidak bekerja dengan baik

Tabel 5. 9 Analisa beban mati untuk continuous beam

No	Jenis Beban	Lebar b (m)	Tebal h(m)	Luas A(m <sup>2</sup> )	Berat sat(kN/m <sup>3</sup> )	Beban (kN/m)
1	<i>Railling</i> dan trotoar					3,67
2	Lapisan aspal + <i>overlay</i>	7,00	0,10	0,70	22	15,4
3	Air Hujan	7,00	0,05	0,35	9,8	3,43
4	Penerangan Jalan					0,1
Berat Total						22,6

Diperoleh jumlah total beban yang bekerja ialah sebesar 22,6 kN/m. diasumsikan sebagai beban merata sepanjang struktur jembatan.

c. Beban Hidup (Beban Lalulintas)

1. Beban Rencana Terbagi Rata (BTR)

Beban terbagi rata (BTR) mempunyai intensitas  $q$  kPa, dimana besarnya  $q$  tergantung pada panjang total yang dibebani ( $L$ ) seperti berikut:

Jika  $L < 30$  m ;  $q = 9$  kN/m<sup>2</sup>

Jika  $L \geq 30$  m ;  $q = 9 \times (0,5 + \frac{L-30}{L})$  kN/m<sup>2</sup>

Beban terbagi rata (BTR), untuk bentang 90 m

$$\begin{aligned}
 q \text{ BTR}_{90\text{m}} &= 9 \times (0,5 + \frac{L-30}{L}) \text{ kN/m}^2 \times 5,5 \times 100\% \\
 &= 33 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$q \text{ BTR}_{90\text{m}} = 9 \times (0,5 + \frac{L-30}{L}) \text{ kN/m}^2 \times 2,5 \times 50\%$$

$$= 7,5 \text{ kN/m}$$

Jadi BTR =  $33 + 7,5 = 40,5 \text{ kN/m}$  bekerja merata bentang jembatan sepanjang 90 m

Beban terbagi rata (BTR), untuk bentang 45 m

$$\begin{aligned} q \text{ BTR}_{45 \text{ m}} &= 9 \times \left(0,5 + \frac{1,5}{2,5}\right) \text{ kN/m}^2 \times 5,5 \times 100\% \\ &= 41,25 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q \text{ BTR}_{45 \text{ m}} &= 9 \times \left(0,5 + \frac{1,5}{2,5}\right) \text{ kN/m}^2 \times 2,5 \times 50\% \\ &= 9,375 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Jadi BTR =  $41,25 + 9,375 = 50,625 \text{ kN/m}$  bekerja merata bentang jembatan sepanjang 45 m

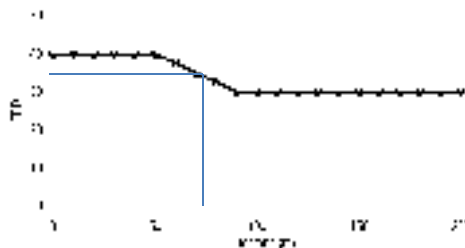
## 2. Faktor beban dinamis (FBD)

Untuk pembebanan truk "T" : FBD diambil 30%. Untuk pembebanan "D" : FBD merupakan fungsi dari panjang bentang ekuivalen seperti tercantum pada RSNI T 02-2005 Pembebanan Jembatan.

$$L_{av} = 30/3 = 10 \text{ m}$$

$$L_{max} = 100$$

$$L_E = \sqrt{L_{av} \cdot L_{max}} = \sqrt{10 \cdot 100} = 31,62 \text{ m}$$



Gambar 5. 7 Faktor pembebanan untuk BGT

Diambil factor FBD = 35%

## 3. Beban Rencana Garis Terpusat (BGT)

Besarnya beban BGT = 49 kN/m

$$\begin{aligned} \text{BGT} &= 49 \times (1+\text{FBD}) \times K_{\text{TD}}^{\text{U}} \times \text{lebar jalur} \times 100\% \\ &= 49 \times (1+0,35) \times 1,8 \times 5,5 \times 100\% \\ &= 654,885 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{BGT} &= 49 \times (1+\text{FBD}) \times K_{\text{TD}}^{\text{U}} \times \text{lebar jalur} \times 50\% \\ &= 49 \times (1+0,35) \times 1,8 \times 2,5 \times 50\% \\ &= 148,8375 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Jadi BGT} = 654,885 + 148,8375 = 803,7225 \text{ kN/m}$$

## 4. Beban Rencana Truk (T)

Beban Truk "T" = 112,5 kN, FBD = 0,3

$$\begin{aligned} T &= 112,5 \times (1+\text{FBD}) \times K_{\text{TT}}^{\text{U}} \\ &= 112,5 \times (1+0,3) \times 1,8 \\ &= 263,25 \text{ kN} \end{aligned}$$

## d. Beban Angin

Gaya akibat angina dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$\begin{aligned} T_{ew} &= 0,0006 \times C_w \times (V_w)^2 \times A_b && \text{KN} \\ C_w &= \text{koefisien seret} && = 1,74 \\ V_w &= \text{kecepatan angina rencana} && = 35 \text{ /det} \\ A_b &= \text{luas bidang samping jembatan (m}^2\text{)} && = \end{aligned}$$

Gaya angin didistribusikan merata pada bidang samping setiap elemen struktur yang membentuk portal lengkung pada arah melintang jembatan. Lebar bidang kontak vertical untuk setiap elemen girder struktur jembatan diambil yang terbesar

Beban angin pada struktur jembatan

$$\begin{aligned} b &= 6,5 \text{ m} \\ T_{ew} &= 0,0006 \times 1,74 \times (35)^2 \times 6,5 \\ &= 8,31 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

Beban garis merata tambahan arah horizontal pada permukaan lantai jembatan akibat angin yang meniup kendaraan di atas jembatan dihitung dengan rumus :

$$\begin{aligned} T_{ew} &= 0,0012 \times C_w \times (V_w)^2 \\ T_{ew} &= 0,0012 \times 12,5 \times (35)^2 \\ &= 1,76 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

Bidang vertical yang ditiup angin merupakan bidang samping kendaraan dengan

tinggi (h) = 2.00 m di atas lantai kendaraan

jarak antar roda = 1.75 m

Transfer beban angin ke lantai jembatan

$$\begin{aligned} T'_{ew} &= \frac{1}{2} \times \frac{1}{1.75} \times 1,76 \\ T'_{ew} &= \frac{1}{2} \times \frac{2}{1.75} \times 1,76 = 1,008 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

e. **Pembebanan Untuk Pejalan Kaki**

Trotoar pada jembatan jalan raya direncanakan mampu memikul beban sbg berikut :

A = luas bidang trotoar yang dibebani pejalan kaki (m<sup>2</sup>)

Beban hidup merata pada trotoar

Untuk  $A \leq 10 \text{ m}^2$   $q = 5 \text{ kPa}$

Untuk  $10 \text{ m}^2 < A \leq 100 \text{ m}^2$   $q = 5 - 0,033 \times (A - 10)$   
kPa

Untuk  $A > 100 \text{ m}^2$   $q = 2 \text{ kPa}$

Panjang bentang L = 180 m

Lebar trotoar bt = 0,75 m

Intensitas beban pada trotoar

$$q = 5 - 0,0033 \times (A - 10)$$

$$q = 5 - 0,0033 \times (135 - 10)$$

$$q = 4,59 \text{ kPa}$$

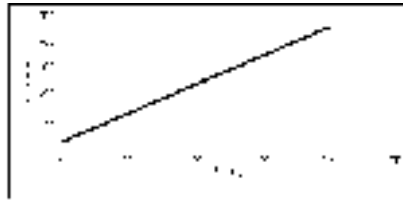
Pembebanan jembatan

$$Q = 3,51 \text{ kN/m}$$



## f. Gaya Rem

Pengaruh pengereman dari lalu-lintas diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang, dan dianggap bekerja pada jarak 1,8 m di atas permukaan lantai jembatan. Besarnya gaya rem arah memanjang jembatan tergantung panjang total jembatan ( $L_t$ ) sebagai berikut:



Gambar 5. 8 Diagram gaya rem SNI T 02 2005

Panjang total jembatan,  $L_t = 180$  m

Maka besarnya gaya rem yang bekerja  $T_{TB} = 410$  kN

Gaya rem tersebut didistribusikan ke setiap joint pertemuan balok lantai jembatan dengan jumlah joint ( $n$ ) = 66 titik

Gaya rem pada setiap joint,

$$T_{TB} = \frac{T_{TB}}{n} = 6,21 \text{ kN}$$

## g. Pengaruh Temperatur

Untuk memperhitungkan tegangan maupun deformasi struktur yang timbul akibat pengaruh temperature, diambil perbedaan temperature yang besarnya setengah dari selisih antara temperatur maksimum dan temperatur minimum rata-rata pada lantai jembatan.

Temperatur maksimum rata-rata

$$T_{\max} = 40 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Temperatur minimum rata-rata

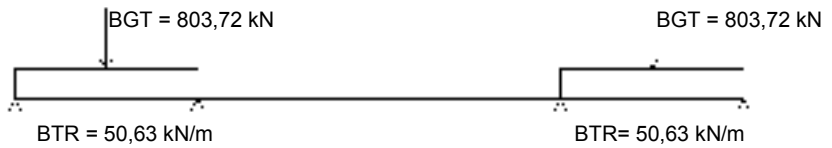
$$T_{\min} = 20 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

$$T_{\max} - T_{\min}$$

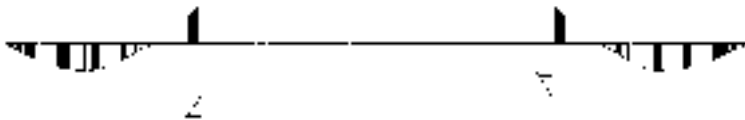
$$\Delta T = 20 \text{ }^{\circ}\text{C}$$

Koefisien muai panjang untuk beton  $\alpha = 1,0\text{E-}0,5/^{\circ}\text{C}$

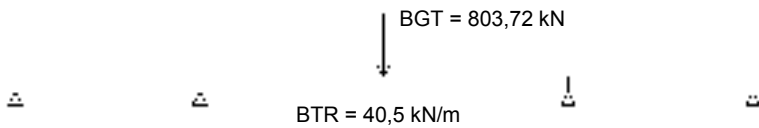
### 5.8. Susunan Pembebanan “D”



Gambar 5. 9 Kombinasi pembebanan 1



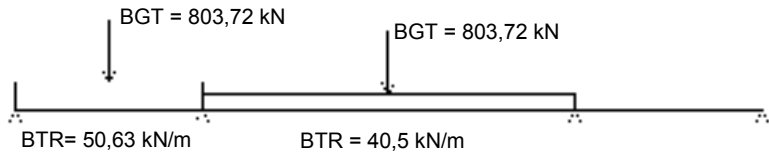
Gambar 5. 10 Momen Kombinasi pembebanan 1



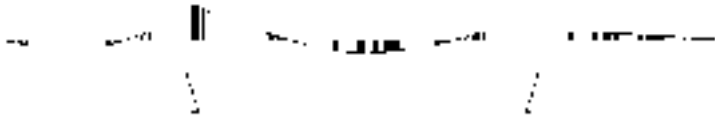
Gambar 5. 11 Kombinasi pembebanan 2



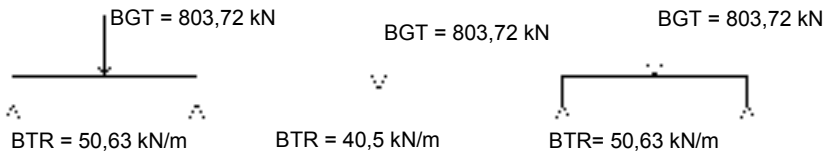
Gambar 5. 12 Momen Kombinasi Pembebanan 2



Gambar 5. 13 Kombinasi pembebanan 3



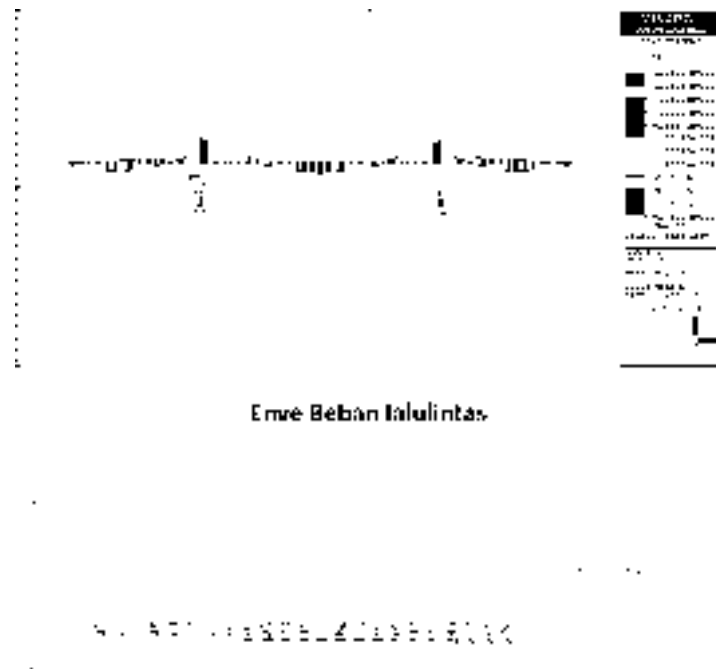
Gambar 5. 14 Momen Kombinasi pembebanan 3



Gambar 5. 15 Kombinasi pembebanan 4



Gambar 5. 16 Momen Kombinasi pembebanan 4



Gambar 5. 17 Momen Envelope Kombinasi beban hidup

### 5.9. Kombinasi Pembebanan pada masa Layan

Analisa struktur dilihat terhadap kombinasi akibat beban mati (berat sendiri : SIDL) dan beban hidup. Gaya akibat beban mati dihitung setelah beton mengalami rangkak (*creep*) dengan rumus sebagai berikut.

Momen kantilever merupakan nilai momen yang terjadi selama proses kontruksi sedangkan momen natural adalah nilai momen yang terjadi apabila struktur diberi beban berat sendiri secara bersamaan (tidak berkala seperti pad saat kontruksi kantilever).

Sedangkan untuk diagram momen beban hidup dihitung dengan cara envelope (nilai terbesar dan terkecil dari setiap kombinasi) dari kombinasi pembebanan untuk beban hidup menurut RSNI T-02-2005. Berikut adalah kombinasi

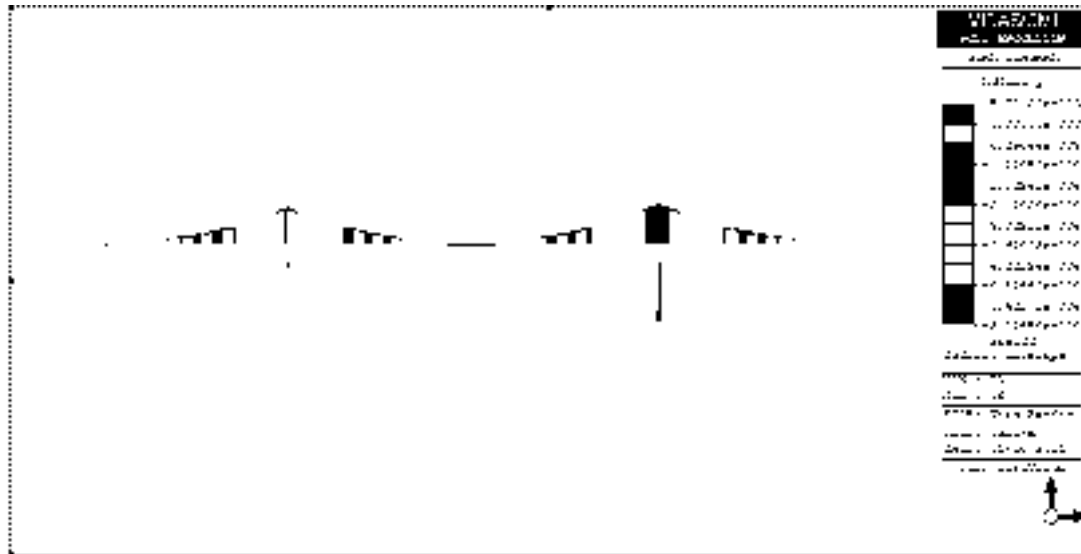
Tabel 5. 10 Kombinasi Pembebanan Layan Rencana

Aksi/Beban	Kombinasi			
	1	2	3	4
<b>A. Aksi Tetap</b>				
Berat Sendiri	1,30	1,30	1,30	1,30
Beban Mati Tambahan	2,00	2,00	2,00	2,00
Susut rangkai	1,00	1,00	1,00	1,00
Pratekan	1,00	1,00	1,00	1,00
<b>B. Aksi Transien</b>				
Beban Lalulintas	2,00	1,00	1,00	2,00
Gaya Rem	2,00	1,00	1,00	2,00
Beban Trotoar		2,00		1,00
<b>C. Aksi Lingkungan</b>				
Pengaruh Temperatur	1,00	1,20	1,20	0,80
Beban Angin Struktur	1,00		1,20	0,80
Beban Angin kend.	1,00		1,20	0,80

Dengan memasukan pembebanan yang telah dihitung sebelumnya pada Midas Civil, maka diperoleh momen maksimal (momen envelope) dari kombinasi di atas adalah seperti diagram di bawah ini,

## Rekap Momen Envelope

80



Gambar 5. 18 Rekap Momen Envelope

### **5.10. Analisa Perilaku Struktur Saat Continuous Beam**

Pada beton prategang, kontinuitas juga menghasilkan momen lentur yang tereduksi. Sekalipun demikian, momen lentur akibat gaya-gaya prategang yang eksentris menimbulkan reaksi sekunder dan momen lentur sekunder. Momen dan gaya sekunder ini memperbesar atau memperkecil efek utama dari gaya prategang eksentrik. Juga, efek perpendekan elastis, susut dan rangkai menjadi lebih besar dibandingkan dengan struktur menerus beton bertulang. (Edward G. Nawy, 2001)

Akibat penarikan tendon saat continuous beam, struktur box girder mengalami perubahan momen, sehingga untuk menahan momen dengan  $f$  tendon perlu di analisa kembali kondisi  $e$  untuk memastikan nilai  $e$  masih memadai. Nilai  $e$  baru untuk continuous beam di sajikan pada tabel di bawah ini,



Tabel 5. 11 Nilai e baru untuk continuous beam

Segmen	Momen	F tendon	e lama	e baru
7	3,76,E+09	1,35,E+07	1366	279
6	9,04,E+09	1,35,E+07	1333	670
5	1,35,E+10	1,35,E+07	1258	1003
4	1,73,E+10	1,35,E+07	1199	1280
3	2,02,E+10	1,35,E+07	1154	1499
2	2,24,E+10	1,35,E+07	1088	1661
1	2,43,E+10	1,35,E+07	1082	1797
Segmen Pengunci	2,47,E+10	1,10,E+07	1082	2243
1'	2,43,E+10	1,35,E+07	1082	1797
2'	2,23,E+10	1,35,E+07	1088	1653
3'	1,97,E+10	1,35,E+07	1154	1456
4'	1,63,E+10	1,35,E+07	1199	1204
5'	1,21,E+10	1,35,E+07	1258	896
6'	7,21,E+09	1,35,E+07	1333	534
7'	1,58,E+09	1,35,E+07	1366	117

Perencanaan tendon menerus dibagi atas area momen negatif dan momen positif. Tendon direncanakan dengan menggunakan tendon strand seven wire stress relieved (7 kawat untai). Berikut adalah sebagai tendon sesuai tabel VSL :

Diameter = 15,2 mm

Luas Nominal = 143,3 mm<sup>2</sup>

Modulus Elastisitas = 200.000 MPa

Pada SNI T-12=2004. gaya transfer prategang sebesar 0,82  $f_{py}$  tetapi tidak lebih besar dari 0,74  $f_{tu}$

$$\begin{aligned}
 f_{pu} &= \frac{250.000}{1133} \\
 &= 177,592 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_{py} &= 0,85 \times f_{pu} \\
 &= 0,85 \times 1744,592 \text{ MPa} \\
 &= 1482,903 \text{ MPa} \\
 \text{Batas leleh} &= 0,82 \times f_{py} \\
 &= 0,82 \times 1482,903 \text{ MPa} \\
 &= 1215,98 \text{ MPa} \\
 \text{Batas putus} &= 0,74 \times f_{pu} \\
 &= 0,74 \times 1744,592 \text{ MPa} \\
 &= 1291 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Dipakai nilai  $f_{pu}$  (tegangan ijin tarik sesaat setelah transfer) sebesar 1291 MPa. Untuk perencanaan tendon menerus akan dicoba pada ketujuh kombinasi beban hidup lalu lintas.

### 5.11. Analisa Gaya Prategang Saat Continuous Beam

Setelah didapat momen pada masing-masing segmen, selanjutnya menghitung kebutuhan tegangan tendon sesuai rumus berikut :

$$f_c = -\frac{F_c}{A} = \frac{F_{s \text{ tarik}}}{A} - \frac{M_{s \text{ tarik}}}{I}$$

Dan tegangan yang terjadi harus memenuhi persyaratan, yaitu:

- Pada serat bawah, pada kondisi beban sementara atau transfer prategang, beton harus dalam keadaan tertekan 0,45  $f_c = 27 \text{ MPa}$
- Pada serat atas, beton diizinkan mengalami tarik dengan tegangan izin 0,25  $\sqrt{f_c} = 1,94 \text{ Mpa}$

#### 5.11.1. Analisa Gaya prategang pada *Bottom Tendon*

##### 1. Menghitung nilai F rencana

Karena pada segmen ini memiliki momen positif, sehingga perlu gaya prategang (F) pada bagian bawah segmen. Sebagai contoh

perhitungan, digunakan segmen pengunci yang berada pada tengah bentang. Data-data pada segmen pengunci:

$$A = 7,71 \text{ m}^2$$

$$y_a = 1,382 \text{ m}$$

$$y_b = 1,618 \text{ m}$$

$$I = 10,939 \text{ m}^4$$

$$M = 2467,6 \text{ tm (momen positif)}$$

Letak tendon di tentukan 0,3 m dari serat bawah

Karena hanya diinginkan terjadinya tegangan tekan, maka tegangan tarik pada serat bawah ( $f_b$ ) = 0 MPa

Serat atas

$$-27 = -\frac{F}{7,71 \cdot 10^6} + \frac{F \times 1082 \times 1382}{1,094 \cdot 10^{13}} - \frac{2,467 \cdot 10^9 \times 1382}{1,094 \cdot 10^{13}}$$

$$-27 = -1,3 \cdot 10^{-7} F + 1,367 \cdot 10^{-7} F - 3,117$$

$$-23,88 = 7 \cdot 10^{-9} F$$

$$F = 3,35 \cdot 10^9 \text{ N}$$

Serat Bawah

$$0 = -\frac{F}{7,71 \cdot 10^6} - \frac{F \times 1082 \times 1618}{1,094 \cdot 10^{13}} + \frac{2,467 \cdot 10^9 \times 1618}{1,094 \cdot 10^{13}}$$

$$0 = -1,3 \cdot 10^{-7} F + 1,367 \cdot 10^{-7} F - 3,117$$

$$3,422 = 2,897 \cdot 10^{-7} F$$

$$F = 1,181 \cdot 10^7 \text{ N}$$

Untuk perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada tabel

Tabel 5. 12 Perhitungan awal Nilai Fperlu pada tahap Bottom tendon tahap menerus

Segmen	A (m²)	Ya (m)	Yb(m)	I (m4)	Momen	f ijin tarik	f ijin tekan	F/A	F.e.y / I (Mpa)		Mg. y / I (Mpa)		Fperlu	
	(m²)	(m)	(m)	(m4)	(t.m)	0,25√fci	0,45 fc	Mpa	Atas	Bawah	Atas	Bawah	F 1	F 2
7	8,544	1,666	1,752	15,946	376,3	1,936	27	1,17E-07 F	1,428E-07 F	1,501E-07 F	0,393	0,413403	1,03E+09	1,514E+06
6	8,414	1,633	1,751	15,392	904,1			1,19E-07 F	1,414E-07 F	1,516E-07 F	0,959	1,028444	1,15E+09	3,685E+06
5	8,248	1,558	1,697	13,909	1354,7			1,21E-07 F	1,408E-07 F	1,535E-07 F	1,517	1,653252	1,30E+09	5,789E+06
4	8,107	1,499	1,654	12,789	1727,8			1,23E-07 F	1,406E-07 F	1,551E-07 F	2,026	2,234087	1,44E+09	7,674E+06
3	7,977	1,454	1,622	11,945	2023,4			1,25E-07 F	1,404E-07 F	1,567E-07 F	2,463	2,74771	1,61E+09	8,423E+06
2	7,797	1,388	1,637	11,262	2241,7			1,28E-07 F	1,341E-07 F	1,582E-07 F	2,763	3,257849	4,04E+09	1,053E+07
1	7,710	1,382	1,618	10,939	2426,1			1,30E-07 F	1,367E-07 F	1,6E-07 F	3,065	3,588579	3,36E+09	1,151E+07
Segmen Pengunci	7,710	1,382	1,618	10,939	2467,6			1,30E-07 F	1,367E-07 F	1,6E-07 F	3,117	3,649964	3,35E+09	1,170E+07
1'	7,710	1,382	1,618	10,939	2426,1			1,30E-07 F	1,367E-07 F	1,6E-07 F	3,065	3,588579	3,36E+09	1,151E+07
2'	7,797	1,388	1,637	11,262	2231,9			1,28E-07 F	1,341E-07 F	1,582E-07 F	2,751	3,243606	4,04E+09	1,048E+07
3'	7,977	1,454	1,622	11,945	1965,5			1,25E-07 F	1,404E-07 F	1,567E-07 F	2,392	2,669084	1,61E+09	9,000E+06
4'	8,107	1,499	1,654	12,789	1625			1,23E-07 F	1,406E-07 F	1,551E-07 F	1,905	2,101165	1,44E+09	7,217E+06
5'	8,248	1,558	1,697	13,909	1210,1			1,21E-07 F	1,408E-07 F	1,535E-07 F	1,355	1,476784	1,30E+09	5,171E+06
6'	8,414	1,633	1,751	15,392	720,9			1,19E-07 F	1,414E-07 F	1,516E-07 F	0,765	0,820048	1,16E+09	2,938E+06
7'	8,544	1,666	1,752	15,946	157,6			1,17E-07 F	1,428E-07 F	1,501E-07 F	0,165	0,173139	1,04E+09	6,339E+05

Dari tabel digunakan nilai  $F = 1,181 \cdot 10^7$  N. Dengan menganggap kehilangan gaya prategang awal sebesar 15% sehingga nilai gaya prategang saat *jecking force* adalah

$$F_o = \frac{F}{0,85} = \frac{1,181 \cdot 10^7}{0,85} = 1,389 \cdot 10^7 \text{ N}$$

## 2. Kontrol tegangan sesuai F awal

Serat atas

$$f_a = -\frac{1,389 \cdot 10^7}{7,71 \cdot 10^6} + \frac{1,389 \cdot 10^7 \times 1082 \times 1382}{1,094 \cdot 10^{13}} - \frac{2,467 \cdot 10^9 \times 1382}{1,094 \cdot 10^{13}}$$

$$f_a = -1,802 + 1,898 - 2,923$$

$$f_a = -3,326 < 0,45 f_i = 27 \text{ MPa}$$

Serat bawah

$$f_b = -\frac{1,389 \cdot 10^7}{7,71 \cdot 10^6} - \frac{1,389 \cdot 10^7 \times 1082 \times 1618}{1,094 \cdot 10^{13}} + \frac{2,467 \cdot 10^9 \times 1618}{1,094 \cdot 10^{13}}$$

$$= -1,802 - 2,223 + 3,422$$

$$= -0,603$$

Tabel 5. 13 Kontrol setelah f perlu dianggap mengalami kehilangan tegangan 15%

Segmen	Momen (t.m)	f ijin tarik 0,25vfc	f ijin tekar 0,45 fc	f pakai N	Fo N	F/A Mpa	F . e . y / I (Mpa)		Mg. y / I (Mpa)		f (Mpa)		Ket	f tambahan N
							Atas	Bawah	Atas	Bawah	atas	Bawah		
7	376,3	1,936	27	1,51E+06	1,42E+07	-1,840	-0,203	0,213	0,039	-0,041	-1,669	-2,004	Ok	1,42E+07
6	904,1			3,69E+06	3,45E+07	-4,108	-0,489	0,524	0,096	-0,103	-3,687	-4,501	Ok	2,04E+07
5	1354,7			5,79E+06	5,43E+07	-6,563	-0,764	0,833	0,152	-0,165	-5,896	-7,176	Ok	1,97E+07
4	1727,8			7,67E+06	7,19E+07	-8,828	-1,012	1,116	0,203	-0,223	-7,935	-9,636	Ok	1,77E+07
3	2023,4			8,42E+06	7,90E+07	-9,816	-1,109	1,237	0,246	-0,275	-8,854	-10,679	Ok	7,02E+06
2	2241,7			1,05E+07	9,87E+07	-12,441	-1,324	1,561	0,276	-0,326	-11,205	-13,489	Ok	1,98E+07
1	2426,1			1,15E+07	1,08E+08	-13,749	-1,474	1,726	0,306	-0,359	-12,382	-14,917	Ok	9,14E+06
6	2467,6			1,17E+07	1,10E+08	-13,985	-14,993	17,557	3,117	-3,650	-0,078	-25,861	Ok	1,85E+06
1'	2426,1			1,15E+07	1,08E+08	-13,990	-14,741	17,261	3,065	-3,589	-0,317	-25,667	Ok	9,57E+06
2'	2231,9			1,05E+07	9,83E+07	-12,607	-13,185	15,545	2,751	-3,244	-0,305	-23,040	Ok	1,39E+07
3'	1965,5			9,00E+06	8,44E+07	-10,577	-11,851	13,222	2,392	-2,669	-0,025	-20,036	Ok	1,67E+07
4'	1625			7,22E+06	6,77E+07	-8,346	-9,514	10,493	1,905	-2,101	0,045	-15,955	Ok	1,92E+07
5'	1210,1			5,17E+06	4,85E+07	-5,877	-6,826	7,439	1,355	-1,477	0,085	-11,349	Ok	2,09E+07
6'	720,9			2,94E+06	2,75E+07	-3,274	-3,896	4,178	0,765	-0,820	0,083	-6,406	Ok	2,16E+07
7'	157,6			6,34E+05	5,94E+06	-0,696	-0,848	0,892	0,165	-0,173	0,023	-1,379	Ok	5,94E+06

### 3. Perhitungan Tendon yang dipakai dan control tegangan

Pada tahap ini, digunakan tendon pada bagian *bottom* box gider untuk menahan gaya positif akibat beban lalu lintas saat continuous beam. Baja pratekan (tendon) direncanakan menggunakan kabel jenis strand seven wires stress relieved ( 7 kawat untai). Dengan mengacu pada tebal VSL, berikut adalah jenis karakteristik dari baja pratekan yang digunakan:

Diameter	= 15,2 mm
Luas Nominal (As)	= 143,3 mm <sup>2</sup>
Nominal Massa	= 1,125 kg/m
Minimum breaking load	= 250 kn
Modulus elastisitas (Es)	= 200.000 MPa
Batas leleh	$0,82 f_u$
Batas putus	$0,74 f_u$
$f_{pu} = \frac{250000}{143,3}$	$1745 \text{ MPa}$

Sehingga :

$$\begin{aligned}
 \text{Batas leleh} &= 0,82 f_{py} \rightarrow f_{py} = 0,9 f_{pu} \\
 &= 0,82 \times (0,9 \times 1745) \\
 &= 1287,81 \text{ MPa} \\
 \text{Batas putus} &= 0,74 f_{pu} \\
 &= 0,74 \times 1745 \\
 &= 1291,30 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

#### Contoh perhitungan untuk segmen 5

$$F \text{ sesuai VSL} = 1,35 \times 10^7 \text{ N}$$

Direncanakan menggunakan 1 duct pada satu sisi

Dicoba menggunakan 27 strands untuk menahan momen positif pada segmen 5

Dengan gaya  $F = 1750 \text{ kN}$

Saat segmen 5 terpasang, pada bentang tengah tersebut telah terpasang 2 tendon, yaitu 2 VSL 27 Sc pada segmen 6 dan 2 VSL 27 pada segmen 7. Sehingga akan terdapat gaya tota tendon sebesar:

$$\begin{aligned}
 F_{\text{total}} &= F_{\text{segmen 7}} + F_{\text{segmen 6}} + F_{\text{segmen 5}} \\
 &= (2 \times 27 \times 250) + (2 \times 27 \times 250) + (2 \times 27 \times 250) \\
 &= 40500 \text{ kN} \quad \geq \quad F_{\text{rencana}} = 2,7 \times 10^7 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Kontrol Tegangan :

Serat Atas

$$\begin{aligned}
 f_t &= -\frac{4,05 \times 10^7}{8,269 \times 10^6} - \frac{4,05 \times 10^7 \times 1372 \times 1672}{9,733 \times 10^{12}} + \frac{9,041 \times 10^9 \times 1672}{1,539 \times 10^{13}} \\
 &= -4,898 - 0,570 + 0,152 \\
 &= -4,442 \text{ MPa} \quad < 0,6 f_c = 27 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Serat Bawah

$$\begin{aligned}
 f_t &= -\frac{4,05 \times 10^7}{8,269 \times 10^6} + \frac{4,05 \times 10^7 \times 1372 \times 1672}{9,733 \times 10^{12}} - \frac{9,041 \times 10^9 \times 1672}{9,733 \times 10^{12}} \\
 &= -4,898 + 0,622 - 0,165 \\
 &= -5,317 \text{ MPa} \quad < 0,6 f_c = 26 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Kontrol tegangan akibat tegangan tendon rencana yang terpasang pada segmen lainnya disajikan pada tabel dibawah ini,



Tabel 5. 14 Kontrol tegangan sesuai tendon terpasang pada saat menerus

Segmen	f tambahan	Kebutuhan tendon	Jenis Tendon		F sesuai VSL	F kumulatif	f ijin tarik	f ijin tekan	F/A	F . e . y / I (Mpa)		Mg. y / I (Mpa)		Resultan Gaya (Mpa)		Ket
	N						0,25√f <sub>c</sub>	0,45 f <sub>c</sub>		Atas	Bawah	Atas	Bawah	atas	Bawah	
7	1,42E+07	39	27	Sc	1,35E+07	1,35E+07	1,936	27	-1,580	-0,19272	0,202623	0,03932	-0,04134	-1,419	-1,733	Ok
6	2,04E+07	56	27	Sc	1,35E+07	2,70E+07			-3,209	-0,3819	0,409442	0,095926	-0,10284	-2,903	-3,495	Ok
5	1,97E+07	54	27	Sc	1,35E+07	4,05E+07			-4,911	-0,57031	0,621544	0,151697	-0,16533	-4,454	-5,329	Ok
4	1,77E+07	48	27	Sc	1,35E+07	5,40E+07			-6,661	-0,75925	0,837411	0,202557	-0,22341	-6,047	-7,218	Ok
3	7,02E+06	20	27	Sc	1,35E+07	6,75E+07			-8,461	-0,94802	1,057695	0,246279	-0,27477	-7,678	-9,163	Ok
2	1,98E+07	54	27	Sc	1,35E+07	8,10E+07			-10,389	-1,08651	1,281031	0,276316	-0,32578	-9,434	-11,199	Ok
1	9,14E+06	25	27	Sc	1,35E+07	9,45E+07			-12,257	-1,29149	1,512264	0,306469	-0,35886	-11,103	-13,242	Ok
Segmen Pengunci	1,85E+06	5	22	Sc	1,10E+07	1,06E+08			-13,684	-1,44182	1,688295	0,311711	-0,365	-12,360	-14,814	Ok
1'	1,02E+06	3	27	Sc	1,35E+07	9,45E+07			-12,257	-1,29149	1,512264	0,306469	-0,35886	-11,103	-13,242	Ok
2'	2,00E+07	55	27	Sc	1,35E+07	8,10E+07			-10,389	-1,08651	1,281031	0,299045	-0,35258	-9,460	-11,176	Ok
3'	1,49E+07	41	27	Sc	1,35E+07	6,75E+07			-8,461	-0,94802	1,057695	0,246279	-0,27477	-7,678	-9,163	Ok
4'	1,77E+07	48	27	Sc	1,35E+07	5,40E+07			-6,661	-0,75925	0,837411	0,202557	-0,22341	-6,047	-7,218	Ok
5'	1,97E+07	54	27	Sc	1,35E+07	4,05E+07			-4,911	-0,57031	0,621544	0,151697	-0,16533	-4,454	-5,329	Ok
6'	2,04E+07	56	27	Sc	1,35E+07	2,70E+07			-3,209	-0,3819	0,409442	0,095926	-0,10284	-2,903	-3,495	Ok
7'	1,42E+07	39	27	Sc	1,35E+07	1,35E+07			-1,580	-0,19272	0,202623	0,03932	-0,04134	-1,419	-1,733	Ok

### 5.11.2. Gaya Prategang Tambahan pada Upper Tendon

#### 1. Menghitung nilai F rencana

Karena pada segmen ini memiliki momen negative tambahan saat *continuous beam*, sehingga perlu ada tambahan gaya prategang (F) pada bagian atas segmen. Contoh perhitungan dilakukan pada segmen 10. Data-data pada segmen 10 adalah sebagai berikut:

$$A = 9,146 \text{ m}^2$$

$$y_a = 2,035 \text{ m}$$

$$y_b = 2,065 \text{ m}$$

$$I = 25,034 \text{ m}^4$$

$$M_{menerus} = 9419,35 \text{ tm}$$

$$M_{lama} = 4959 \text{ tm}$$

$$\Delta M = 4460,35 \text{ tm}$$

Letak tendon di tentukan 0,3 m dari serat atas

Karena hanya diinginkan terjadinya tegangan tekan, maka tegangan tarik pada serat atas ( $f_b$ ) = 0 MPa

Serat atas

$$-27 = -\frac{F}{9,146 \cdot 10^6} + \frac{F \times 1735 \times 2035}{25,034 \cdot 10^{13}} - \frac{4,46 \cdot 10^{10} \times 2035}{25,034 \cdot 10^{13}}$$

$$-27 = -1,09 \cdot 10^{-7} F + 1,086 \cdot 10^{-8} F - 0,363$$

$$F = 1,98 \cdot 10^6 \text{ N}$$

Serat Bawah

$$0 = -\frac{F}{9,146 \cdot 10^6} - \frac{F \times 1735 \times 2035}{25,034 \cdot 10^{13}} + \frac{4,46 \cdot 10^{10} \times 2035}{25,034 \cdot 10^{13}}$$

$$0 = -1,09 \cdot 10^{-7} F + 1,101 \cdot 10^{-8} F - 0,367$$

$$F = 2,72 \cdot 10^8 \text{ N}$$

Untuk perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada tabel

Tabel 5. 15 Perhitungan awal Nilai Fperlu pada tahap Upper tendon tahap menerus

saat pasang Segmen	A (m²)	Ya (m)	Yb(m)	I (m4)	Momen Lama	Momen baru	Δ Momen	f ijin tarik	f ijin tekan	F/A	F.e.y / I (Mpa)			Mg. y / I (Mpa)		Fperlu	
	(m²)	(m)	(m)	(m4)	(t.m)	(t.m)	(t.m)	0,25√fci	0,6 fci	Mpa	Atas	Bawah	Atas	Bawah	F 1	F 2	
14	9,890	2,531	2,469	40,783	929	930,71	1,48	1,425	27	1,01E-07 F	1,136E-08 F	1,108E-08 F	0,000	8,96E-05	8,17E+02	-3,01E+08	
13	9,890	2,531	2,469	40,783	1829	2402,07	573,07			1,01E-07 F	1,136E-08 F	1,108E-08 F	0,036	0,034692	3,16E+05	-3,00E+08	
12	9,596	2,349	2,321	34,496	2745	4310,66	1565,66			1,04E-07 F	1,123E-08 F	1,109E-08 F	0,107	0,105346	9,24E+05	-2,89E+08	
11	9,373	2,186	2,189	29,371	3794	6649,8	2855,8			1,07E-07 F	1,106E-08 F	1,107E-08 F	0,213	0,212866	1,80E+06	-2,80E+08	
10	9,146	2,035	2,065	25,034	4959	9419,35	4460,35			1,09E-07 F	1,086E-08 F	1,101E-08 F	0,363	0,36789	3,02E+06	-2,70E+08	
9	8,933	1,896	1,952	21,382	6230	12615,13	6385,13			1,12E-07 F	1,061E-08 F	1,092E-08 F	0,566	0,58277	4,62E+06	-2,61E+08	
8	8,742	1,772	1,848	18,360	7599	16271,27	8672,27			1,14E-07 F	1,035E-08 F	1,079E-08 F	0,837	0,872868	6,71E+06	-2,51E+08	
7	8,591	1,666	1,752	15,946	9060	20801,51	11741,51			1,16E-07 F	1,010E-08 F	1,061E-08 F	1,227	1,289922	9,70E+06	-2,42E+08	
6	8,410	1,633	1,751	15,392	10610	25840,41	15230,41			1,19E-07 F	9,900E-09 F	1,061E-08 F	1,616	1,73251	1,25E+07	-2,32E+08	
5	8,269	1,558	1,697	13,909	12260	31352,52	19092,52			1,21E-07 F	9,603E-09 F	1,047E-08 F	2,138	2,330017	1,64E+07	-2,22E+08	
4	8,150	1,499	1,654	12,789	14020	37359,99	23339,99			1,23E-07 F	9,371E-09 F	1,034E-08 F	2,736	3,017918	2,07E+07	-2,12E+08	
3	8,044	1,454	1,622	11,945	17880	43898,59	26018,59			1,24E-07 F	9,176E-09 F	1,024E-08 F	3,167	3,533238	2,16E+07	-2,04E+08	
2	7,936	1,388	1,637	11,262	18700	50948,99	32248,99			1,26E-07 F	8,483E-09 F	1E-08 F	3,975	4,686726	2,96E+07	-1,90E+08	
1	7,845	1,382	1,618	10,939	19920	51189,48	31269,48			1,27E-07 F	8,614E-09 F	1,009E-08 F	3,950	4,625242	2,90E+07	-1,88E+08	

## 2. Kontrol tegangan sesuai F awal

Serat atas

$$f_a = -\frac{3,02 \cdot 10^6}{9,146 \cdot 10^6} + \frac{3,02 \cdot 10^6 \times 1735 \times 2035}{25,034 \cdot 10^{13}} - \frac{4,46 \cdot 10^{10} \times 1382}{25,034 \cdot 10^{13}}$$

$$f_a = -0,33 + 0,043 - 0,363$$

$$f_a = -0,01 < 0,45 f_c = 27 \text{ MPa}$$

Serat bawah

$$f_b = -\frac{3,02 \cdot 10^6}{9,146 \cdot 10^6} - \frac{3,02 \cdot 10^6 \times 1735 \times 2035}{25,034 \cdot 10^{13}} + \frac{4,46 \cdot 10^{10} \times 1382}{25,034 \cdot 10^{13}}$$

$$= -0,33 - 0,043 + 0,368$$

$$= -0,005$$

Tabel 5. 16 Perhitungan control Nilai Fperlu pada tahap Upper tendon tahap menerus

Segmen	Momen	f ijin tarik	f ijin tekan	f pakai	Fo	F/A	F . e . y / I (Mpa)		Mg. y / I (Mpa)		f (Mpa)		Ket	f tambahan
	(t.m)	0,25√fci	0,6 fci	N	N	Mpa	Atas	Bawah	Atas	Bawah	atas	Bawah		N
14	1,48	1,425	27	8,17E+02	8,17E+02	0,000	-1,1E-05	1,1E-05	9,19E-05	-9E-05	0,000	0,000	Ok	8,17E+02
13	573,07			3,16E+05	3,16E+05	-0,032	-0,004	0,004	0,036	-0,035	-0,001	-0,062	Ok	3,16E+05
12	1565,66			9,24E+05	9,24E+05	-0,096	-0,013	0,013	0,107	-0,105	-0,003	-0,189	Ok	9,24E+05
11	2855,8			1,80E+06	1,80E+06	-0,193	-0,025	0,025	0,213	-0,213	-0,005	-0,380	Ok	1,80E+06
10	4460,35			3,02E+06	3,02E+06	-0,330	-0,043	0,043	0,363	-0,368	-0,010	-0,655	Ok	3,02E+06
9	6385,13			4,62E+06	4,62E+06	-0,517	-0,065	0,067	0,566	-0,583	-0,016	-1,033	Ok	4,62E+06
8	8672,27			6,71E+06	6,71E+06	-0,768	-0,095	0,099	0,837	-0,873	-0,026	-1,541	Ok	6,71E+06
7	11741,51			9,70E+06	9,70E+06	-1,129	-0,138	0,146	1,227	-1,290	-0,041	-2,273	Ok	9,70E+06
6	15230,41			1,25E+07	1,25E+07	-1,492	-0,177	0,190	1,616	-1,733	-0,053	-3,034	Ok	1,25E+07
5	19092,52			1,64E+07	1,64E+07	-1,981	-0,231	0,251	2,138	-2,330	-0,073	-4,059	Ok	1,64E+07
4	23339,99			2,07E+07	2,07E+07	-2,542	-0,291	0,321	2,736	-3,018	-0,097	-5,239	Ok	2,07E+07
3	26018,59			2,16E+07	2,16E+07	-2,681	-0,303	0,338	3,167	-3,533	0,183	-5,876	Ok	2,16E+07
2	32248,99			2,96E+07	2,96E+07	-3,724	-0,396	0,467	3,975	-4,687	-0,146	-7,944	Ok	2,96E+07
1	31269,48			2,90E+07	2,90E+07	-3,700	-0,397	0,465	3,950	-4,625	-0,147	-7,861	Ok	2,90E+07

### 3. Perhitungan Tendon yang dipakai dan control tegangan

Pada tahap ini, digunakan tendon pada bagian *bottom* box gider untuk menahan gaya positif akibat beban lalu lintas saat continuous beam. Baja pratekan (tendon) direncanakan menggunakan kabel jenis strand seven wires stress relieved ( 7 kawat untai). Dengan mengacu pada tabel VSL, berikut adalah jenis karakteristik dari baja pratekan yang digunakan:

Diameter	= 15,2 mm
Luas Nominal (As)	= 143,3 mm <sup>2</sup>
Nominal Massa	= 1,125 kg/m
Minimum breaking load	= 250 kn
Modulus elastisitas (Es)	= 200.000 MPa
Batas leleh	$0,82 f_u$
Batas putus	$0,74 f_u$
$f_{pu} = \frac{250000}{1133}$	$1745 \text{ MPa}$

Sehingga :

$$\begin{aligned}
 \text{Batas leleh} &= 0,82 f_{py} \rightarrow f_{py} = 0,9 f_{pu} \\
 &= 0,82 \times (0,9 \times 1745) \\
 &= 1287,81 \text{ MPa} \\
 \text{Batas putus} &= 0,74 f_{pu} \\
 &= 0,74 \times 1745 \\
 &= 1291,30 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

#### Contoh perhitungan untuk segmen 10

F sesuai VSL =  $3,00 \times 10^6 \text{ N}$

Direncanakan menggunakan 1 duct pada satu sisi

Dicoba menggunakan 6 strands untuk menahan momen positif pada segmen 5

Dengan gaya  $F = 1750 \text{ kN}$

Kontrol Tegangan : Berdasarkan Tendon yang Terpasang

Serat Atas

$$\begin{aligned}
 f_t &= -\frac{1,50 \times 10^7}{9,146 \times 10^6} - \frac{1,5 \times 10^7 \times 1735 \times 2035}{25,034 \times 10^{13}} + \frac{4,46 \times 10^9 \times 2035}{25,034 \times 10^{13}} \\
 &= -1,64 - 0,212 + 0,363 \\
 &= -1,489 \text{ MPa} < 0,45 f_c = 27 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Serat Bawah

$$\begin{aligned}
 f_t &= -\frac{1,5 \times 10^7}{9,146 \times 10^6} + \frac{1,5 \times 10^7 \times 1735 \times 2035}{25,034 \times 10^{13}} - \frac{4,46 \times 10^9 \times 2035}{25,034 \times 10^{13}} \\
 &= -1,64 + 0,215 - 0,368 \\
 &= -1,793 \text{ MPa} < 0,45 f_c = 27 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Kontrol tegangan akibat tegangan tendon rencana yang terpasang pada segmen lainnya disajikan pada tabel dibawah ini,

Tabel 5. 17 Kontrol tegangan sesuai tendon terpasang pada saat menerus

Segmen	f tambahan	Kebutuhan tendon	Jenis Tendon	F sesuai VSL	F kumulatif	f ijn tarik	f ijn tekan	F/A	F . e . y / l (Mpa)		Mg. y / l (Mpa)		Resultan Gaya (Mpa)		Ket	
	N					0,25√fci	0,6 fci	Mpa	Atas	Bawah	Atas	Bawah	atas	Bawah		
14	8,17E+02	1	6	Sc	3,00E+06	3,00E+06	1,425	27	-0,303	-0,042	0,041	9,2E-05	-9E-05	-0,345	-0,263	Ok
13	3,16E+05	1	6	Sc	3,00E+06	6,00E+06			-0,607	-0,083	0,081	0,036	-0,035	-0,654	-0,560	Ok
12	9,24E+05	3	6	Sc	3,00E+06	9,00E+06			-0,938	-0,126	0,124	0,107	-0,105	-0,957	-0,919	Ok
11	1,80E+06	5	6	Sc	3,00E+06	1,20E+07			-1,280	-0,168	0,169	0,213	-0,213	-1,236	-1,324	Ok
10	3,02E+06	9	6	Sc	3,00E+06	1,50E+07			-1,640	-0,212	0,215	0,363	-0,368	-1,489	-1,793	Ok
9	4,62E+06	13	6	Sc	3,00E+06	1,80E+07			-2,015	-0,255	0,262	0,566	-0,583	-1,704	-2,336	Ok
8	6,71E+06	19	8	Sc	4,00E+06	2,20E+07			-2,517	-0,313	0,326	0,837	-0,873	-1,992	-3,064	Ok
7	9,70E+06	27	12	Sc	6,00E+06	2,80E+07			-3,259	-0,400	0,420	1,227	-1,290	-2,432	-4,129	Ok
6	1,25E+07	34	16	Sc	8,00E+06	3,60E+07			-4,281	-0,509	0,546	1,616	-1,733	-3,174	-5,467	Ok
5	1,64E+07	45	21	Sc	1,05E+07	4,65E+07			-5,624	-0,655	0,714	2,138	-2,330	-4,141	-7,240	Ok
4	2,07E+07	57	28	Sc	1,40E+07	6,05E+07			-7,423	-0,851	0,938	2,736	-3,018	-5,538	-9,503	Ok
3	2,16E+07	59	32	Sc	1,60E+07	7,65E+07			-9,510	-1,074	1,199	3,167	-3,533	-7,417	-11,844	Ok
2	2,96E+07	81	43	Sc	2,15E+07	9,80E+07			-12,349	-1,315	1,550	3,975	-4,687	-9,689	-15,486	Ok
1	2,90E+07	79	52	Sc	2,60E+07	1,24E+08			-15,806	-1,695	1,984	3,950	-4,625	-13,551	-18,447	Ok



Setelah diperoleh jumlah tendon yang diperlukan untuk menahan momen tambahan saat bentang menerus, maka dilakukan control tegangan pada keseluruhan tendon yang terpasang di bagian atas box girder. Hasil dari control tersebut disajikan pada tabel dibawah ini,

Tabel 5. 18 Kontrol total tegangan pada upper tendon (tendon awal+tendon tambahan)

Segmen	Tendon Kantilever	Tendon Menerus	Total Tendon	F sesuai VSL	F kumulatif	f ijin tarik	f ijin tekan	F/A	F . e . y / l (Mpa)		Mg. y / l (Mpa)		Resultan Gaya (Mpa)		Ket	
						0,25√f <sub>ci</sub>	0,45 f <sub>c</sub>	Mpa	Atas	Bawah	Atas	Bawah	atas	Bawah		
14	12	6	18	Sc	9,00E+06	9,00E+06	1,425	27	-0,910	-0,125	0,122	9,19E-05	-9E-05	-1,035	-0,789	Ok
13	12	6	18	Sc	9,00E+06	9,00E+06			-0,910	-0,125	0,122	0,036	-0,035	-0,999	-0,823	Ok
12	12	6	18	Sc	9,00E+06	1,80E+07			-1,876	-0,251	0,248	0,107	-0,105	-2,020	-1,733	Ok
11	12	6	18	Sc	9,00E+06	2,70E+07			-2,881	-0,379	0,380	0,213	-0,213	-3,047	-2,714	Ok
10	12	6	18	Sc	9,00E+06	3,60E+07			-3,936	-0,508	0,515	0,363	-0,368	-4,081	-3,789	Ok
9	12	6	18	Sc	9,00E+06	4,50E+07			-5,038	-0,637	0,656	0,566	-0,583	-5,109	-4,965	Ok
8	12	8	20	Sc	1,00E+07	5,50E+07			-6,292	-0,781	0,815	0,837	-0,873	-6,236	-6,350	Ok
7	12	12	24	Sc	1,20E+07	6,70E+07			-7,799	-0,956	1,006	1,227	-1,290	-7,529	-8,083	Ok
6	12	16	28	Sc	1,40E+07	8,10E+07			-9,632	-1,146	1,228	1,616	-1,733	-9,161	-10,136	Ok
5	12	21	33	Sc	1,65E+07	9,75E+07			-11,792	-1,373	1,496	2,138	-2,330	-11,027	-12,625	Ok
4	12	28	40	Sc	2,00E+07	1,18E+08			-14,417	-1,652	1,822	2,736	-3,018	-13,333	-15,613	Ok
3	12	32	44	Sc	2,20E+07	1,40E+08			-17,341	-1,959	2,186	3,167	-3,533	-16,134	-18,689	Ok
2	12	43	55	Sc	2,75E+07	1,67E+08			-21,044	-2,240	2,641	3,975	-4,687	-19,309	-23,090	Ok
1	12	52	64	Sc	3,20E+07	1,99E+08			-25,366	-2,720	3,185	3,950	-4,625	-24,136	-26,807	Ok

### 5.12. Lintasan Tendon

Penentuan koordinat lintasan tendon menggunakan rumus parabola sebagai berikut,

$$Y = 4 \times f \times \frac{1}{L^2} \times (L - X) \times X$$

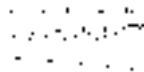
Dengan,

$f$  = eksentrisitas       $L$  = Panjang tendon



Gambar 5. 19 Lintasan Parabola Tendon

Contoh perhitungan dilakukan pada tendon untuk segmen no 13:



Gambar 5. 20 Tendon Segmen no. 13

$L$  = 16 m

$f$  = 2,231 m

di tinjau titik sejauh  $X = 7$  m dari angkur

$$Y = 4 \times f \times \frac{1}{L^2} \times (L - X) \times X$$

$$Y = 4 \times 2,231 \times \frac{1}{16^2} \times (16 - 7) \times 7 = 2,197 \text{ m}$$

Hasil perhitungan lintasan tendon akan disajikan pada tabel 5.19 sampai 5.31

Tabel 5. 19 Lintasan Tendon segmen no. 13

X (m)	y (m)	X (m)	y (m)
0	0,000	16	0
1	0,523		
2	0,976		
3	1,360		
4	1,673		
5	1,917		
6	2,092		
7	2,196		
8	2,231		
9	2,196		
10	2,092		
11	1,917		
12	1,673		
13	1,360		
14	0,976		
15	0,523		

Tabel 5. 20 Lintasan Tendon segmen no. 12

X (m)	y (m)	X (m)	y (m)
0	0,000	16	1,626
1	0,356	17	1,439
2	0,677	18	1,219
3	0,965	19	0,965
4	1,219	20	0,677
5	1,439	21	0,356
6	1,626	22	0,000
7	1,778		
8	1,897		
9	1,981		
10	2,032		
11	2,049		
12	2,032		
13	1,981		
14	1,897		
15	1,778		

Tabel 5. 21 Lintasan Tendon segmen no. 11

X (m)	y (m)	X (m)	y (m)
0	0,000	16	1,847
1	0,260	17	1,799
2	0,500	18	1,732
3	0,722	19	1,645
4	0,924	20	1,539
5	1,106	21	1,414
6	1,270	22	1,270
7	1,414	23	1,106
8	1,539	24	0,924
9	1,645	25	0,722
10	1,732	26	0,500
11	1,799	27	0,260
12	1,847	28	0,000
13	1,876		
14	1,886		
15	1,876		

Tabel 5. 22 Lintasan Tendon segmen no. 10

X (m)	y (m)	X (m)	y (m)	X (m)	y (m)
0	0,000	16	1,729	32	0,384
1	0,198	17	1,735	33	0,198
2	0,384	18	1,729	34	0,000
3	0,558	19	1,711		
4	0,721	20	1,681		
5	0,871	21	1,639		
6	1,009	22	1,585		
7	1,135	23	1,519		
8	1,249	24	1,441		
9	1,351	25	1,351		
10	1,441	26	1,249		
11	1,519	27	1,135		
12	1,585	28	1,009		
13	1,639	29	0,871		
14	1,681	30	0,721		
15	1,711	31	0,558		

Tabel 5. 23 Lintasan Tendon segmen no. 9

X (m)	y (m)	X (m)	y (m)	X (m)	y (m)
0	0,000	16	1,533	32	1,022
1	0,156	17	1,561	33	0,922
2	0,303	18	1,580	34	0,814
3	0,443	19	1,592	35	0,698
4	0,575	20	1,596	36	0,575
5	0,698	21	1,592	37	0,443
6	0,814	22	1,580	38	0,303
7	0,922	23	1,561	39	0,156
8	1,022	24	1,533	40	0,000
9	1,114	25	1,497		
10	1,197	26	1,453		
11	1,273	27	1,401		
12	1,341	28	1,341		
13	1,401	29	1,273		
14	1,453	30	1,197		
15	1,497	31	1,114		

Tabel 5. 24 Lintasan Tendon segmen no. 8

X (m)	y (m)	X (m)	y (m)	X (m)	y (m)
0	0,000	16	1,336	32	1,247
1	0,125	17	1,372	33	1,194
2	0,245	18	1,402	34	1,135
3	0,359	19	1,427	35	1,071
4	0,467	20	1,447	36	1,002
5	0,570	21	1,461	37	0,927
6	0,668	22	1,469	38	0,846
7	0,760	23	1,472	39	0,760
8	0,846	24	1,469	40	0,668
9	0,927	25	1,461	41	0,570
10	1,002	26	1,447	42	0,467
11	1,071	27	1,427	43	0,359
12	1,135	28	1,402	44	0,245
13	1,194	29	1,372	45	0,125
14	1,247	30	1,336	46	0,000
15	1,294	31	1,294		



Tabel 5. 25 Lintasan Tendon segmen no. 7

X (m)	y (m)	X (m)	y (m)	X (m)	y (m)	X (m)	y (m)
0	0,000	16	1,164	32	1,293	48	0,388
1	0,103	17	1,202	33	1,267	49	0,297
2	0,202	18	1,237	34	1,237	50	0,202
3	0,297	19	1,267	35	1,202	51	0,103
4	0,388	20	1,293	36	1,164	52	0,000
5	0,475	21	1,316	37	1,122	53	
6	0,558	22	1,334	38	1,075	54	
7	0,637	23	1,348	39	1,025	55	
8	0,711	24	1,358	40	0,970	56	
9	0,782	25	1,364	41	0,911	57	
10	0,849	26	1,366	42	0,849	58	
11	0,911	27	1,364	43	0,782	59	
12	0,970	28	1,358	44	0,711	60	
13	1,025	29	1,348	45	0,637	61	
14	1,075	30	1,334	46	0,558	62	
15	1,122	31	1,316	47	0,475	63	

Tabel 5. 26 Lintasan Tendon segmen no. 6

X (m)	y (m)	X (m)	y (m)	X (m)	y (m)	X (m)	y (m)
0	0,000	16	1,065	32	1,319	48	0,761
1	0,090	17	1,105	33	1,308	49	0,699
2	0,178	18	1,141	34	1,293	50	0,634
3	0,262	19	1,175	35	1,276	51	0,566
4	0,342	20	1,205	36	1,255	52	0,495
5	0,420	21	1,232	37	1,232	53	0,420
6	0,495	22	1,255	38	1,205	54	0,342
7	0,566	23	1,276	39	1,175	55	0,262
8	0,634	24	1,293	40	1,141	56	0,178
9	0,699	25	1,308	41	1,105	57	0,090
10	0,761	26	1,319	42	1,065	58	0,000
11	0,820	27	1,327	43	1,022	59	
12	0,875	28	1,332	44	0,976	60	
13	0,927	29	1,333	45	0,927	61	
14	0,976	30	1,332	46	0,875	62	
15	1,022	31	1,327	47	0,820	63	

Tabel 5. 27 Lintasan Tendon segmen no. 5

X (m)	y (m)	X (m)	y (m)	X (m)	y (m)	X (m)	y (m)	X (m)	y (m)
0	0,000	16	0,943	32	1,258	48	0,943	64	0
1	0,077	17	0,981	33	1,256	49	0,903	65	
2	0,152	18	1,017	34	1,253	50	0,860	66	
3	0,225	19	1,050	35	1,246	51	0,814	67	
4	0,295	20	1,081	36	1,238	52	0,766	68	
5	0,362	21	1,109	37	1,227	53	0,716	69	
6	0,427	22	1,135	38	1,213	54	0,663	70	
7	0,490	23	1,158	39	1,197	55	0,608	71	
8	0,550	24	1,179	40	1,179	56	0,550	72	
9	0,608	25	1,197	41	1,158	57	0,490	73	
10	0,663	26	1,213	42	1,135	58	0,427	74	
11	0,716	27	1,227	43	1,109	59	0,362	75	
12	0,766	28	1,238	44	1,081	60	0,295	76	
13	0,814	29	1,246	45	1,050	61	0,225	77	
14	0,860	30	1,253	46	1,017	62	0,152	78	
15	0,903	31	1,256	47	0,981	63	0,077	79	

Tabel 5. 28 Lintasan Tendon segmen no. 4

X (m)	y (m)	X (m)	y (m)	X (m)	y (m)	X (m)	y (m)	X (m)	y (m)
0	0,000	16	0,846	32	1,191	48	1,034	64	0,376
1	0,068	17	0,882	33	1,195	49	1,007	65	0,318
2	0,133	18	0,916	34	1,198	50	0,979	66	0,258
3	0,197	19	0,949	35	1,199	51	0,949	67	0,197
4	0,258	20	0,979	36	1,198	52	0,916	68	0,133
5	0,318	21	1,007	37	1,195	53	0,882	69	0,068
6	0,376	22	1,034	38	1,191	54	0,846	70	0,000
7	0,432	23	1,058	39	1,184	55	0,808	71	
8	0,486	24	1,081	40	1,175	56	0,768	72	
9	0,537	25	1,101	41	1,164	57	0,725	73	
10	0,587	26	1,120	42	1,151	58	0,681	74	
11	0,635	27	1,137	43	1,137	59	0,635	75	
12	0,681	28	1,151	44	1,120	60	0,587	76	
13	0,725	29	1,164	45	1,101	61	0,537	77	
14	0,768	30	1,175	46	1,081	62	0,486	78	
15	0,808	31	1,184	47	1,058	63	0,432	79	

Tabel 5. 29 Lintasan Tendon segmen no. 3

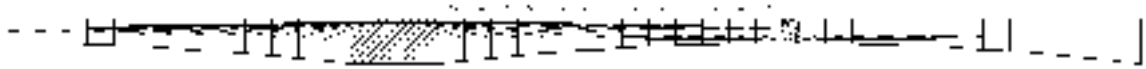
X (m)	y (m)	X (m)	y (m)	X (m)	y (m)	X (m)	y (m)	X (m)	y (m)
0	0,000	16	0,767	32	1,125	48	1,074	64	0,614
1	0,060	17	0,801	33	1,134	49	1,057	65	0,571
2	0,118	18	0,834	34	1,141	50	1,039	66	0,527
3	0,175	19	0,865	35	1,147	51	1,019	67	0,482
4	0,230	20	0,895	36	1,151	52	0,997	68	0,435
5	0,284	21	0,923	37	1,153	53	0,974	69	0,386
6	0,336	22	0,949	38	1,154	54	0,949	70	0,336
7	0,386	23	0,974	39	1,153	55	0,923	71	0,284
8	0,435	24	0,997	40	1,151	56	0,895	72	0,230
9	0,482	25	1,019	41	1,147	57	0,865	73	0,175
10	0,527	26	1,039	42	1,141	58	0,834	74	0,118
11	0,571	27	1,057	43	1,134	59	0,801	75	0,060
12	0,614	28	1,074	44	1,125	60	0,767	76	0
13	0,654	29	1,089	45	1,115	61	0,731	77	
14	0,694	30	1,103	46	1,103	62	0,694	78	
15	0,731	31	1,115	47	1,058	63	0,654	79	

Tabel 5. 30 Lintasan Tendon segmen no. 2

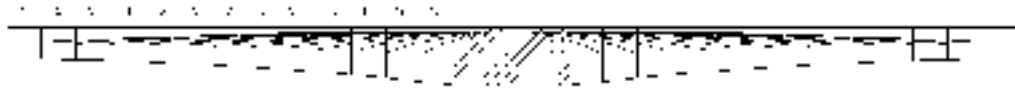
X (m)	y (m)	X (m)	y (m)	X (m)	y (m)	X (m)	y (m)	X (m)	y (m)	X (m)	y (m)
0	0,000	16	0,684	32	1,036	48	1,057	64	0,746	80	0,104
1	0,052	17	0,715	33	1,047	49	1,047	65	0,715	81	0,052
2	0,104	18	0,746	34	1,057	50	1,036	66	0,684	82	0,000
3	0,153	19	0,775	35	1,065	51	1,023	67	0,651	83	
4	0,202	20	0,803	36	1,072	52	1,010	68	0,616	84	
5	0,249	21	0,829	37	1,078	53	0,995	69	0,581	85	
6	0,295	22	0,855	38	1,082	54	0,979	70	0,544	86	
7	0,340	23	0,878	39	1,086	55	0,961	71	0,506	87	
8	0,383	24	0,901	40	1,088	56	0,943	72	0,466	88	
9	0,425	25	0,923	41	1,088	57	0,923	73	0,425	89	
10	0,466	26	0,943	42	1,088	58	0,901	74	0,383	90	
11	0,506	27	0,961	43	1,086	59	0,878	75	0,340	91	
12	0,544	28	0,979	44	1,082	60	0,855	76	0,295	92	
13	0,581	29	0,995	45	1,078	61	0,829	77	0,249	93	
14	0,616	30	1,010	46	1,072	62	0,803	78	0,202	94	
15	0,651	31	1,023	47	1,065	63	0,775	79	0,153	95	

Tabel 5. 31 Lintasan Tendon segmen no. 1

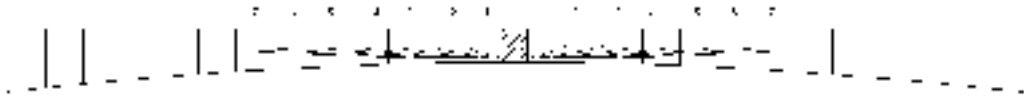
X (m)	y (m)	X (m)	y (m)	X (m)	y (m)	X (m)	y (m)	X (m)	y (m)	X (m)	y (m)
0	0,000	16	0,644	32	1,001	48	1,073	64	0,858	80	0,358
1	0,049	17	0,675	33	1,014	49	1,068	65	0,835	81	0,317
2	0,096	18	0,704	34	1,026	50	1,062	66	0,811	82	0,275
3	0,143	19	0,733	35	1,037	51	1,055	67	0,786	83	0,232
4	0,188	20	0,760	36	1,046	52	1,046	68	0,760	84	0,188
5	0,232	21	0,786	37	1,055	53	1,037	69	0,733	85	0,143
6	0,275	22	0,811	38	1,062	54	1,026	70	0,704	86	0,096
7	0,317	23	0,835	39	1,068	55	1,014	71	0,675	87	0,049
8	0,358	24	0,858	40	1,073	56	1,001	72	0,644	88	0,000
9	0,397	25	0,880	41	1,077	57	0,987	73	0,612		
10	0,436	26	0,901	42	1,080	58	0,972	74	0,579		
11	0,473	27	0,920	43	1,081	59	0,956	75	0,545		
12	0,510	28	0,939	44	1,082	60	0,939	76	0,510		
13	0,545	29	0,956	45	1,081	61	0,920	77	0,473		
14	0,579	30	0,972	46	1,080	62	0,901	78	0,436		
15	0,612	31	0,987	47	1,077	63	0,880	79	0,397		



Gambar 5. 21 Layout Tendon

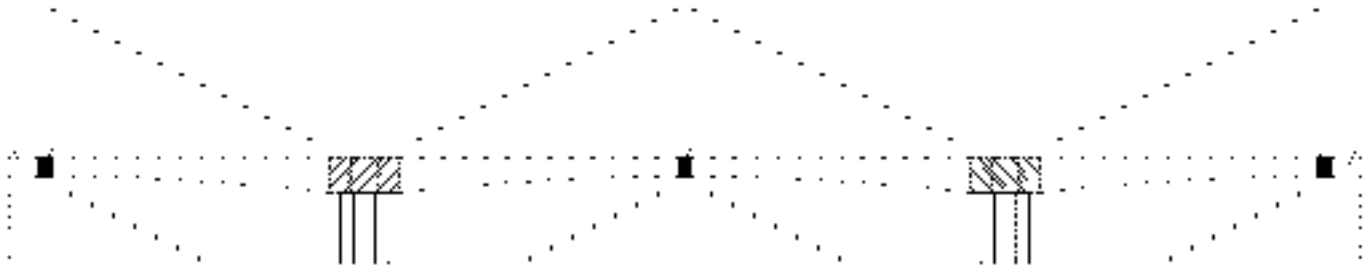


Gambar 5. 22 Lay out Upper Tendon



Gambar 5. 23 Lay out bottom Tendon





Gambar 5. 24 Konfigurasi Tendon

### 5.13. Reaksi Hyperstatik

Struktur menerus dengan system beban ekuivalen dianalisis dengan menggunakan metode kekakuan atau metode gaya untuk momen – momen dan gaya – gaya yang timbul pada system.

Analisis struktur statis tak tentu yang memikul beban-beban ekuivalen tersebut langsung menghasilkan momen – momen resultan. Pergeseran garis tekanan dapat diperoleh sebagai perbandingan momen resultan terhadap gaya prategang pada penampang yang dikehendaki

Beban yang dikenakan oleh gaya prategang pada beton dihitung dengan menggunakan persamaan,

$$w_b = \frac{8 P a}{l^2}$$

Dimana a adalah eksentrisitas tendon dari garis cgc, jadi

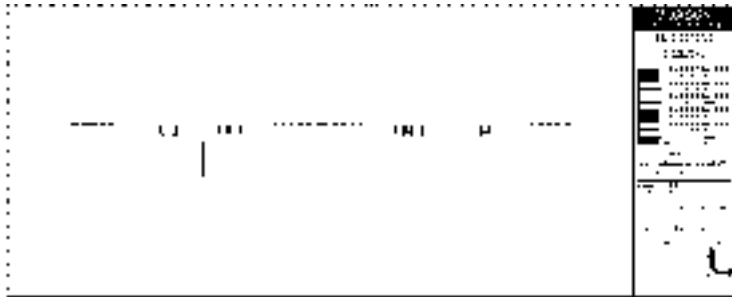
$$w_b = \frac{8 \cdot 95.000 \cdot 181}{88.000^2} = 1.11 \text{ N/mm}$$

$$FEM = 1.11 \cdot 88.000^2 = 8.604 \cdot 10^9$$

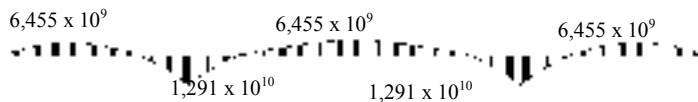
Dari Operasi distribusi momen pada gambar 5.xx, momen akhir di tumpuan adalah

$$M_3 = M_1 + M_2 = 1,291 \times 10^{10} \text{ N.mm}$$

Karena diagram  $M_1$  adalah diagram momen primer seperti terlihat dalam gambar 5.xx maka diagram untuk momen sekunder  $M_2$  dapat dibuat dari  $M_3 - M_1$

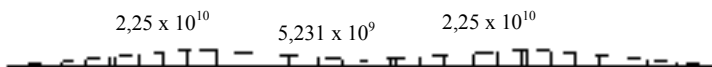


Gambar 5. 25 Diagram Momen akibat gaya prategang



Gambar 5 26 Diagram Momen3

Untuk mencari momen sekunder ( $M_2$ ) didapatkan dengan mengurangi momen  $M_3$  dengan momen akibat gaya prategang  $m_1$ . Sehingga diperoleh diagram momen sekunder ( $M_2$ ) sebagai berikut:



Gambar 5. 27 Diagram Momen sekunder

## Perhitungan Kebutuhan Angkur

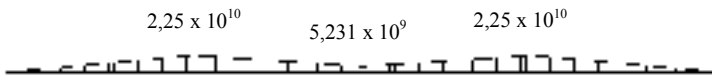
Setelah memperoleh Momen  $M_2$ , maka langkah selanjutnya adalah menghitung kebutuhan angkur pada tumpuan untuk mengimbangi gaya akibat momen sekunder tersebut.

Angkur pada tumpuan di ibaratkan sebagai beban terpusat (P) yang bekerja pada struktur box girder. Sehingga untuk mencari besarnya nilai P digunakan persamaan sebagai berikut,

$$M_2 = \frac{1}{4} \times P \times l$$

$$P = \frac{4 \times M_2}{l}$$

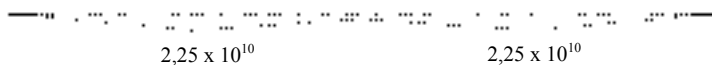
$$P = \frac{4 \times 2,25 \times 10^{10}}{44000} = 2,045 \times 10^6 \text{ N} \\ = 2045 \text{ KN}$$



Gambar 5. 28 Diagram Momen sekunder



Gambar 5. 29 P Rencana

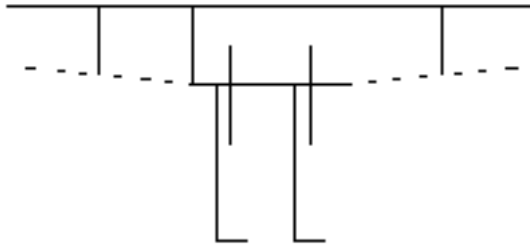


Gambar 5. 30 Momen akibat Gaya P

Gaya P yang di perlukan adalah 2045 KN. Berdasarkan tabel vsl maka direncanakan menggunakan 2 buah tendon 5 – 7 yang memiliki *breaking load* 1286 KN pada tumpuan sebagai angkur.

Maka diperoleh gaya total di tumpuan

$$1286 \times 2 = 2572 \text{ KN}$$



Gambar 5. 31 Angkur Pada Tumpuan

### 5.14. Kehilangan Gaya Prategang

Kehilangan gaya prategang dapat dikelompokkan menjadi dua jenis, yaitu:

1. Kehilangan gaya prategang langsung yaitu kehilangan gaya yang terjadi segera setelah peralihan gaya prategang (waktu jangka pendek), meliputi:
  - a. Perpendekan elastis
  - b. Gesekan kabel
  - c. Slip ankur
2. Kehilangan gaya prategang berdasarkan fungsi waktu yaitu kehilangan gaya yang tergantung pada waktu (jangka waktu tertentu), meliputi:
  - a. Rangkak beton (creep)
  - b. Susut beton (shrinkage)
  - c. Relaksasi baja (relaxation)

#### 5.14.1. Kehilangan Gaya Prategang langsung

- a. Kehilangan gaya prategang akibat perpendekan elastis (ES)

Beton mengalami perpendekan pada saat gaya prategang bekerja padanya. Karena tendon yang melekat pada beton disekitarnya secara simultan juga memendek, maka tendon tersebut juga akan kehilangan sebagian dari gaya prategang yang dipikulnya (Halward (1969))

$$f_{cr} = -\frac{P_s}{A} - \frac{P_s e^2}{I} \cdot \frac{M_{ci}}{I} \leq 0$$

$$ES = f_{cr} \approx 0,5 \times \frac{E_s \times f_{cr}}{E_{ci}}$$

Dimana :

ES = Kehilangan gaya prategang akibat perpendekan elastis beton (Mpa)

$E_s$  = Modulus elastisitas baja (Mpa)



Tabel 5. 32 Perhitungan fcir pada kehilangan akibat elastis beton

	Segmen 14	Segmen 13	Segmen 12	Segmen 11	Segmen 10	Segmen 9	Segmen 8	Segmen 7	Segmen 6	Segmen 5	Segmen 4	Segmen 3	Segmen 2	Segmen 1
	Fcir	Fcir	Fcir	Fcir	Fcir	Fcir	Fcir	Fcir	Fcir	Fcir	Fcir	Fcir	Fcir	Fcir
Join 14	-	-0,83	-0,83	-3,02	-6,19	-7,46	-8,74	-9,96	-11,25	-12,54	-13,83	-15,11	-15,30	-18,30
Join 13	-	-	-0,34	-2,18	-3,44	-4,72	-6,00	-7,23	-8,53	-9,81	-11,09	-11,28	-14,28	-14,35
Join 12	-	-	-	-0,27	-2,17	-3,44	-4,73	-6,02	-7,26	-8,57	-9,86	-11,15	-11,26	-14,42
Join 11	-	-	-	-	-0,19	-2,15	-3,43	-4,72	-6,02	-7,26	-8,57	-9,87	-11,17	-11,19
Join 10	-	-	-	-	-	-0,11	-2,12	-3,41	-4,70	-6,01	-7,25	-8,57	-9,88	-11,18
Join 9	-	-	-	-	-	-	-0,02	-2,09	-3,38	-4,68	-5,99	-7,23	-8,55	-9,86
Join 8	-	-	-	-	-	-	-	0,07	-2,05	-3,34	-4,64	-5,95	-7,20	-8,52
Join 7	-	-	-	-	-	-	-	-	0,17	-2,02	-3,30	-4,60	-5,91	-7,15
Join 6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,18	-2,02	-3,31	-4,62	-5,93
Join 5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,25	-1,99	-3,27	-4,58
Join 4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,30	-1,96	-3,25
Join 3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,35	-1,94
Join 2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,38
Join 1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-



Tabel 5. 33 Kehilangan Prategang Akibat Elastisitas Beton

Segmen	f <sub>cir</sub> Mpa	E <sub>s</sub> Mpa	E <sub>ci</sub> Mpa	E <sub>S</sub> Mpa	Loss %
13	14,35	200.000	30459,48	-47,13	3,66
12	14,42	200.000	30459,48	-47,35	3,68
11	11,19	200.000	30459,48	-36,73	2,85
10	11,18	200.000	30459,48	-36,70	2,85
9	9,86	200.000	30459,48	-32,38	2,52
8	8,52	200.000	30459,48	-27,97	2,17
7	7,15	200.000	30459,48	-23,48	1,82
6	5,93	200.000	30459,48	-19,47	1,51
5	4,58	200.000	30459,48	-15,03	1,17
4	3,25	200.000	30459,48	-10,67	0,83
3	1,94	200.000	30459,48	-6,38	0,50
2	-0,38	200.000	30459,48	1,25	0,10
1	0,00	200.000	30459,48	0,00	0

Tahap Bentang menerus

$$f_{ci} = 60 \text{ Mpa}$$

$$E_s = 200.000 \text{ Mpa}$$

$$E_{ci} = 36.406 \text{ Mpa}$$

1. Bentang Tengah

Tabel 5. 34 Perhitungan fcir pada kehilangan akibat elastis beton saat menerus

	Segmen 1	Segmen 2	Segmen 3	Segmen 4	Segmen 5	Segmen 6	Segmen 7
	Fcir	Fcir	Fcir	Fcir	Fcir	Fcir	Fcir
Join 1	-	- 2,14889	-4,61	-7,08	-9,56	-12,04	14,53
Join 2	-	-	-2,16	-4,66	-7,17	-9,69	12,21
Join 3	-	-	-	-2,17	-4,71	-7,24	9,79
Join 4	-	-	-	-	-2,20	-4,76	7,32
Join 5	-	-	-	-	-	-2,23	4,81
Join 6	-	-	-	-	-	-	2,26
Join 7	-	-	-	-	-	-	-

Tabel 5. 35 kehilangan akibat elastis beton saat menerus

Join	$f_{cir}$ (Mpa)	$E_s$ (Mpa)	$E_{ci}$ (Mpa)	$E_S$ mPa	Loss %
1	14,53	2,00E+05	3,64E+04	39,91	3,10
2	12,21			33,53	2,61
3	9,79			26,88	2,09
4	7,32			20,12	1,56
5	4,81			13,22	1,03
6	2,26			6,22	0,48
7	0,00			0,00	0,00

Tabel 5. 36 Kehilangan Elastis beton pada bentang tepi saat menerus

Tendon	A (mm <sup>2</sup> )	Fo (N)	ES mPa	ES kumulatif mPa	Loss %
FSM 2	7,71,E+06	1,50E+06	1,28	29,47	2,290
FSM 1	7,71,E+06	1,50E+06	1,28	28,19	2,190
Segmen Pengunci	7,71,E+06	1,50E+06	1,28	26,91	2,091
1	7,71,E+06	2,00E+06	1,70	25,21	1,959
2	7,80,E+06	2,00E+06	1,68	23,53	1,828
3	7,98,E+06	2,00E+06	1,65	21,88	1,700
4	8,11,E+06	3,50E+06	2,83	19,05	1,480
5	8,25,E+06	3,50E+06	2,79	16,26	1,263
6	8,41,E+06	3,50E+06	2,73	13,53	1,051
7	8,54,E+06	6,00E+06	4,61	8,92	0,693
8	8,72,E+06	6,00E+06	4,52	4,40	0,342
9	8,95,E+06	6,00E+06	4,40	0,00	0,000

b. Kehilangan gaya prategang akibat gesekan kabel

Kehilangan gaya prategang akibat gesekan ini dapat dipertimbangkan pada dua bagian : pengaruh panjang dan panjang kelengkungan.

Adapun rumus untuk memperhitungkan kehilangan gaya prategang akibat gesekan dan wooble effect adalah

$$F_x = F_o \times e^{-(\mu\alpha + KL)}$$

Dimana :

$F_x$  = Gaya prategang akhir sesudah loss akibat wooble effect dan gesekan

$F_o$  = Gaya prategang awal

$\mu$  = Koefisien gesekan berkisar antara 0,15 – 0,25 ( tabel T.Y.Lin, hal 17 )

$\alpha$  = Perubahan sudut akibat pengaruh kelengkungan

$K$  = Koefisien wooble = 0,002

$L_1$  = Panjang bagian lurus

$L_2$  = Panjang bagian lengkung

..- ————— -.

Gambar 5. 32 Kehilangan prategang akibat gesekan

Contoh perhitungan pada segmen 13

$$F =$$

$$K = 0,0007$$

$$\mu = 0,1$$

$$L_1 = 10 \text{ m}$$

$$L_2 = 3 \text{ m}$$

$$\alpha = 0,106$$

$$\text{Pengaruh panjang tendon; } K L = 0,0007 \times 10 = 0,007$$

$$\text{Pengaruh lengkungan } \mu \alpha = 0,1 \times 0,106 = 0,0106$$

$$\text{Total } 0,0106 + 0,007 = 0,0282$$

$$\text{Masukan ke dalam persamaan } e^{-(\mu\alpha + KL)}$$

$$= e^{-0,0282} = 0,972$$

Maka kehilangan tegangannya adalah

$$= \left(1 - \frac{0,972}{1}\right) \times 100\% = 2,78 \%$$

Hasil perhitungan kehilangan tegangan akibat efek wooble di sajikan pada tabel berikut,

Tabel 5.37 Perhitungan wooble effect pada upper tendon

Join	bagian	L	KL	$\alpha$	$\mu\alpha$	KL + $\mu\alpha$	KL + $\mu\alpha$ (%)	KL + $\mu\alpha$ (%)
14	a	3	0	0,106	0,0106	0,0106	0,977	2,30
	b	3	0,0021	0	0	0,0021		
	c	3	0	0,106	0,0106	0,0106		
13	a	3	0	0,106	0,0106	0,0106	0,972	2,78
	b	10	0,007	0	0	0,007		
	c	3	0	0,106	0,0106	0,0106		
12	a	3	0	0,106	0,0106	0,0106	0,968	3,19
	b	16	0,0112	0	0	0,0112		
	c	3	0	0,106	0,0106	0,0106		
11	a	3	0	0,106	0,0106	0,0106	0,964	3,59
	b	22	0,0154	0	0	0,0154		
	c	3	0	0,106	0,0106	0,0106		
10	a	3	0	0,106	0,0106	0,0106	0,960	4,00
	b	28	0,0196	0	0	0,0196		
	c	3	0	0,106	0,0106	0,0106		
9	a	3	0	0,106	0,0106	0,0106	0,956	4,40
	b	34	0,0238	0	0	0,0238		
	c	3	0	0,106	0,0106	0,0106		
8	a	3	0	0,106	0,0106	0,0106	0,952	4,80
	b	40	0,028	0	0	0,028		
	c	3	0	0,106	0,0106	0,0106		
7	a	3	0	0,106	0,0106	0,0106	0,948	5,20
	b	46	0,0322	0	0	0,0322		
	c	3	0	0,106	0,0106	0,0106		
6	a	3	0	0,106	0,0106	0,0106	0,944	5,60
	b	52	0,0364	0	0	0,0364		
	c	3	0	0,106	0,0106	0,0106		
5	a	3	0	0,106	0,0106	0,0106	0,940	5,99
	b	58	0,0406	0	0	0,0406		
	c	3	0	0,106	0,0106	0,0106		
4	a	3	0	0,106	0,0106	0,0106	0,936	6,39
	b	64	0,0448	0	0	0,0448		
	c	3	0	0,106	0,0106	0,0106		
3	a	3	0	0,106	0,0106	0,0106	0,932	6,78
	b	70	0,049	0	0	0,049		
	c	3	0	0,106	0,0106	0,0106		
2	a	3	0	0,106	0,0106	0,0106	0,928	7,17
	b	76	0,0532	0	0	0,0532		
	c	3	0	0,106	0,0106	0,0106		
1	a	3	0	0,106	0,0106	0,0106	0,924	7,56
	b	82	0,0574	0	0	0,0574		
	c	3	0	0,106	0,0106	0,0106		

Tabel 5. 38 Perhitungan wooble effect pada bottom-middle tendon

Join	bagian	L	KL	$\alpha$	$\mu\alpha$	$KL + \mu\alpha$	Loss (%)	
1	a	0	0	0,106	0,0106	0,0106	0,978	2,23
	b	2	0,0014	0	0	0,0014		
	c	0	0	0,106	0,0106	0,0106		
2	a	0	0	0,106	0,0106	0,0106	0,974	2,64
	b	8	0,0056	0	0	0,0056		
	c	0	0	0,106	0,0106	0,0106		
3	a	0	0	0,106	0,0106	0,0106	0,969	3,05
	b	14	0,0098	0	0	0,0098		
	c	0	0	0,106	0,0106	0,0106		
4	a	0	0	0,106	0,0106	0,0106	0,965	3,46
	b	20	0,014	0	0	0,014		
	c	0	0	0,106	0,0106	0,0106		
5	a	0	0	0,106	0,0106	0,0106	0,961	3,86
	b	26	0,0182	0	0	0,0182		
	c	0	0	0,106	0,0106	0,0106		
6	a	0	0	0,106	0,0106	0,0106	0,957	4,27
	b	32	0,0224	0	0	0,0224		
	c	0	0	0,106	0,0106	0,0106		
7	a	0	0	0,106	0,0106	0,0106	0,953	4,67
	b	38	0,0266	0	0	0,0266		
	c	0	0	0,106	0,0106	0,0106		

Tabel 5. 39 Perhitungan wooble effect pada bottom-slit tendon

Tendon	bagian	L	KL	$\alpha$	$\mu\alpha$	$KL + \mu\alpha$	Ratio	Loss (%)
1	a		0	0,106	0,0106	0,0106		
	b	4	0,0028	0	0	0,0028	0,976	2,37
	c		0	0,106	0,0106	0,0106		
2	a		0	0,106	0,0106	0,0106		
	b	7	0,0049	0	0	0,0049	0,974	2,58
	c		0	0,106	0,0106	0,0106		
3	a		0	0,106	0,0106	0,0106		
	b	10	0,007	0	0	0,007	0,972	2,78
	c		0	0,106	0,0106	0,0106		
4	a		0	0,106	0,0106	0,0106		
	b	14	0,0098	0	0	0,0098	0,969	3,05
	c		0	0,106	0,0106	0,0106		
5	a		0	0,106	0,0106	0,0106		
	b	16	0,0112	0	0	0,0112	0,968	3,19
	c		0	0,106	0,0106	0,0106		
6	a		0	0,106	0,0106	0,0106		
	b	19	0,0133	0	0	0,0133	0,966	3,39
	c		0	0,106	0,0106	0,0106		
7	a		0	0,106	0,0106	0,0106		
	b	22	0,0154	0	0	0,0154	0,964	3,59
	c		0	0,106	0,0106	0,0106		
8	a		0	0,106	0,0106	0,0106		
	b	25	0,0175	0	0	0,0175	0,962	3,80
	c		0	0,106	0,0106	0,0106		
9	a		0	0,106	0,0106	0,0106		
	b	28	0,0196	0	0	0,0196	0,960	4,00
	c		0	0,106	0,0106	0,0106		



c. Slip Angkur (ANC)

Pada perencanaan tendon post tension kehilangan akibat slip angkur sesuai VSL terbesar yaitu 3%. Jadi untuk kehilangan prategang akibat slip angkur direncanakan 3 %

#### 5.14.2. Kehilangan Gaya Prategang Berdasarkan Fungsi Waktu

a. Akibat Rangkak Beton (CR)

Banyak factor yang mempengaruhi rangkak, diantaranya adalah perbandingan volume terhadap permukaan, umur beton pada saat prategang. Kelemahan relative, jenis beton (T.Y Lin). Kehilangan gaya prategang akibat rangkak dapat dihitung dari persamaan berikut:

- 1) Komponen struktur dengan tendon terikat

$$CR = K_{cr} \frac{E_s}{E_c} (f_{cur} - f_{cas})$$

- 2) Komponen struktur dengan tendon tidak terikat

$$CR = K_{cr} \frac{E_s}{E_c} f_{cas}$$

Dimana :

$K_{cr}$  = 2,0 untuk komponen struktur pratarik

1,6 untuk komponen struktur pasca tarik

$f_{cas}$  Tegangan beton pada titik berat tendon akibat seluruh beban mati yang bekerja pada komponen struktur setelah diberi gaya prategang.

$E_s$  = Modulus Elastisitas tendon prategang

$E_c$  = Modulus elastisitas beton umur 28 hari, yang bersesuaian dengan  $f'_c$

$f_{cas}$  Tegangan tekan rata-rata pada beton sepanjang komponen struktur pada titik berat tendon

Contoh perhitungan pada segmen 13 :

$$M = 1,83 \times 10^{10} \text{ Nmm}$$

$$I = 4,078 \times 10^{13} \text{ mm}^4$$

$$e = 2231 \text{ mm}$$

$$E_s = 200.000 \text{ Mpa}$$

$$E_{ci} = 29.571,40 \text{ Mpa}$$

$$f_{cds} = 1,315 \text{ Mpa}$$

$$f_{cds} = \frac{M}{I} = \frac{1,83 \times 10^{10} \times 2231}{4,078 \times 10^{13}} = 1,14 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} CR &= K_{cr} \times \sqrt[3]{\frac{M}{I}} \times (f_{cds} - f_{cds}) \\ &= 1,6 \times \sqrt[3]{\frac{200.000}{29.571,40}} \times (1,315 - 1,14) \\ &= 1,97 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\% \text{ loss} = \frac{1,97}{12,87} \times 100\% = 0,153\%$$

Tabel 5. 40 kehilangan gaya prategang akibat Rangkak pada upper tendon

Join	Mdl	e	I	fcds	fcir	CR	Loss
14	9,29E+09	2231,10	4,078E+14	0,06	0,083	0,28	0,022
13	9,00E+09	2231,10	4,078E+14	0,06	0,166	1,20	0,093
12	9,16E+09	2048,94	3,450E+14	0,06	0,251	2,06	0,160
11	1,05E+10	1885,75	2,937E+14	0,08	0,337	2,82	0,219
10	1,17E+10	1735,21	2,503E+14	0,09	0,423	3,58	0,278
9	1,27E+10	1596,45	2,138E+14	0,11	0,510	4,33	0,336
8	1,37E+10	1472,02	1,836E+14	0,13	0,597	5,06	0,394
7	1,46E+10	1366,20	1,595E+14	0,15	0,685	5,81	0,451
6	1,55E+10	1333,11	1,539E+14	0,16	0,764	6,53	0,508
5	1,65E+10	1257,54	1,391E+14	0,18	0,845	7,20	0,559
4	1,76E+10	1199,33	1,279E+14	0,93	0,206	-7,87	-0,611
3	3,86E+10	1153,90	1,195E+14	0,47	1,011	-5,90	-0,459
2	8,20E+09	1088,23	1,126E+14	1,046	0,10	-10,30	-0,801
1	3,13E+11	1081,89	1,094E+14	1,148	3,96	30,62	2,379

Tabel 5. 41 kehilangan gaya prategang akibat Rangkak pada bottom middle tendon

Join	Mdl	e	l	fcds	fcir	CR	Loss
7	1,46E+10	1366,20	1,595E+14	0,15	0,69	5,81	0,451
6	1,55E+10	1333,11	1,539E+14	0,16	0,76	6,53	0,508
5	1,65E+10	1257,54	1,391E+14	0,18	0,84	7,20	0,559
4	1,76E+10	1199,33	1,279E+14	0,93	0,21	7,87	0,611
3	3,86E+10	1153,90	1,195E+14	0,47	1,01	5,90	0,459
2	8,20E+09	1088,23	1,126E+14	1,05	0,10	10,30	0,801
1	3,13E+11	1081,89	1,094E+14	1,15	3,96	30,62	2,379
end closer	3,53E+11	1081,89	1,094E+14	1,22	4,08	31,16	2,421
1'	3,13E+11	1081,89	1,094E+14	1,15	3,96	30,62	2,379
2'	8,20E+09	1088,23	1,126E+14	1,05	0,10	10,30	0,801
3'	3,86E+10	1153,90	1,195E+14	0,47	1,01	5,90	0,459
4'	1,76E+10	1199,33	1,279E+14	0,93	0,21	7,87	0,611
5'	1,65E+10	1257,54	1,391E+14	0,18	0,84	7,20	0,559
6'	1,55E+10	1333,11	1,539E+14	0,16	0,76	6,53	0,508
7'	1,46E+10	1366,20	1,595E+14	0,15	0,69	5,81	0,451

Tabel 5. 42 kehilangan gaya prategang akibat Rangkak pada bottom side tendon

Join	Mdl	e	l	fcds	fcir	CR	Loss
1	1,89E+11	1081,89	1,094E+13	20,36	23,90	38,56	2,996
2	1,87E+11	1088,23	1,126E+13	18,18	23,05	53,14	4,129
3	1,79E+11	1153,90	1,195E+13	17,13	21,76	50,46	3,921
4	1,40E+11	1199,33	1,279E+13	15,26	16,44	50,46	1,000
5	1,23E+11	1257,54	1,391E+13	13,73	13,73	0,01	0,001
6	1,06E+11	1333,11	1,539E+13	11,26	12,23	10,66	0,828
7	9,06E+10	1366,20	1,595E+13	9,47	10,78	14,29	1,111

b. Akibat Susut Beton (SH)

Susut pada beton dipengaruhi oleh berbagai factor seperti rangkai, kelemahan relative dan waktu dari akhir curing (perawatan). Pada balok pasca tarik akan mengalami pengurangan susut yang cukup berarti.

$$SH = 8,2 \times 10^{-6} K_{sh} E_s \left( 1 - 0,06 \frac{V}{S} \right) (100 - RH)$$

Dimana :

Ksh = 0,73 (lihat tabel 4.4 T.Y Lin, hal 88)

V = Volume balok

Es = Modulus elastisitas tendon prategang

S = Keliling balok

RH = Kelembaban udara

Contoh perhitungan pada segmen 13 :

V = 29,67 m<sup>3</sup>

Es = 200.000 Mpa

S = 27,506 m

RH = 70%

$$SH = 8,2 \times 10^{-6} \cdot 0,73 \cdot 2 \times 10^5 \cdot \left( 1 - 0,06 \frac{29,67}{27,506} \right) (100 - 70)$$

$$SH = 33,59 \text{ Mpa}$$

$$\% \text{ loss} = \frac{33,59}{1287} \times 100\%$$

$$= 1,176 \%$$

Hasil perhitungan pada segmen lain disajikan pada tabel 5.xx dibawah ini,

Tabel 5. 43 Kehilangan prategang akibat susut beton pada upper tendon

Join	v (mm3)	s (mm)	SH	Loss
14	2,967,E+10	27506	33,59	1,176
13	2,967,E+10	27506	33,59	1,176
12	2,879,E+10	26877	33,61	1,176
11	2,812,E+10	26281	33,61	1,176
10	2,744,E+10	25731	33,62	1,177
9	2,680,E+10	25227	33,63	1,177
8	2,623,E+10	24771	33,63	1,177
7	2,577,E+10	24367	33,64	1,177
6	2,523,E+10	24274	33,68	1,179
5	2,481,E+10	24016	33,69	1,179
4	2,445,E+10	23812	33,70	1,180
3	2,413,E+10	23658	33,72	1,180
2	2,381,E+10	23556	33,74	1,181
1	2,354,E+10	23506	33,76	1,182

Tabel 5. 44 Kehilangan prategang akibat susut beton pada bottom middle tendon

Join	v (mm3)	s (mm)	SH	Loss
7	2,577,E+10	24367	33,64	1,177
6	2,523,E+10	24274	33,68	1,179
5	2,481,E+10	24016	33,69	1,179
4	2,445,E+10	23812	33,70	1,180
3	2,413,E+10	23658	33,72	1,180
2	2,381,E+10	23556	33,74	1,181
1	2,354,E+10	23506	33,76	1,182
end closer	2,381,E+10	23506	33,76	1,182
1'	2,354,E+10	23506	33,76	1,182
2'	2,381,E+10	23556	33,74	1,181
3'	2,413,E+10	23658	33,72	1,180
4'	2,445,E+10	23812	33,70	1,180
5'	2,481,E+10	24016	33,69	1,179
6'	2,523,E+10	24274	33,68	1,179
7'	2,577,E+10	24367	33,64	1,177

Tabel 5. 45 Kehilangan prategang akibat susut beton pada bottom side tendon

Join	v (mm3)	s (mm)	SH	Loss
1	2,354,E+10	23506	33,76	1,182
2	2,381,E+10	23556	33,74	1,181
3	2,413,E+10	23658	33,72	1,180
4	2,445,E+10	23812	33,70	1,180
5	2,481,E+10	24016	33,69	1,179
6	2,523,E+10	24274	33,68	1,179
7	2,577,E+10	24367	33,64	1,177

c. Akibat Relaksasi Tendon

*Tendon stress relieved* mengalami kehilangan gaya prategang sebagai akibat dari perpanjangan konstan terhadap waktu. Besar pengurangan prategang bergantung tidak hanya pada durasi gaya prategang yang ditahan, melainkan juga pada rasio antara prategang awal dan kuat leleh baja prategang  $\frac{f_{ey}}{f_{tu}}$ .

Kehilangan tegangan seperti ini disebut relaksasi tegangan. Peraturan ACI 318-99 membatasi tegangan tarik tendon prategang sebagai berikut (Edward G. Nawy) :

1. Nilai tegangan akibat gaya pendokrakan tendon,  $f_{ey} = 0,94 f_{tu}$  tetapi tidak lebih besar dari pada yang terkecil di antara  $0,80 f_{tu}$  dan nilai maksimum yang disarankan oleh pembuat tendon dan anker,
2. Segera setelah transfer prategang  $f_{ey} = 0,82 f_{tu}$  tetapi tidak lebih besar dari pada  $0,74 f_{tu}$ .
3. Pada tendon pasca tarik di pengampasan dan perangkat segera setelah transfer gaya =  $0,70 f_{tu}$

Nilai  $f_{ey}$  dapat dihitung dari :

- a. Batang prategang :  $f_{ey} = 0,80 f_{tu}$
- b. Tendon Stress relieved :  $f_{ey} = 0,85 f_{tu}$
- c. Tendon Relaksasi rendah :  $f_{ey} = 0,90 f_{tu}$

Kehilangan gaya prategang akibat relaksasi tendon dapat diketahui dengan menggunakan persamaan berikut :

$$RE = [K_{re} - I(SH + CR + ES)]C$$

Dimana:

$K_{re}$ ,  $I$  dan  $C$  adalah nilai – nilai yang diambil dari tabel 4.5 dan 4.6 buku T.Y Lin halaman 90.

Contoh perhitungan segmen 13:

$K_{re} = 138$  (Interpolasi tabel 4.5 T.Y Lin hal : 111)

$I = 0,15$  (Interpolasi tabel 4.5 T.Y Lin hal : 111)

$C = 0,72$  (Interpolasi tabel 4.6 T.Y Lin hal 111)

$$\begin{aligned} RE &= [138 - 0,15(33,59 + 1,97 + 98,92)] \times 1,18 \\ &= 117,83 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\% \text{ loss} = \frac{117,83}{1343} = 8,80\%$$

Hasil perhitungan kehilangan tegangan akibat relaksasi tendon pada join lain, disajikan pada tabel 5.46 hingga 5.48 di bawah ini.



Tabel 5. 46 Kehilangan tegangan akibat relaksasi tendon pada upper tendon

Join	SH	CR	ES	RE	loss
	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	%
13	33,59	1,97	98,92	117,83	8,80
12	33,61	10,80	95,45	117,02	8,74
11	33,61	17,41	90,02	116,84	8,72
10	33,62	21,41	84,36	117,09	8,74
9	33,63	22,35	78,29	117,86	8,80
8	33,63	19,94	71,73	119,20	8,90
7	33,64	14,29	64,59	121,12	9,04
6	33,68	10,66	57,39	122,74	9,17
5	33,69	0,01	49,63	125,50	9,37
4	33,70	12,87	41,49	124,79	9,32
3	33,72	50,46	33,06	120,42	8,99
2	33,74	53,14	22,34	121,62	9,08
1	33,76	38,56	11,30	125,46	9,37

Tabel 5. 47 Kehilangan tegangan akibat relaksasi tendon pada  
bottom middle tendon

Join	ES	Woble Effect	CR	SH	RE	Total
7	0,00	2,234653	0,38	1,18	9,87	13,66
6	0,58	2,644407	0,44	1,18	9,86	14,69
5	-0,93	3,052443	0,49	1,18	9,87	13,65
4	-1,58	3,458769	-0,54	1,18	10,02	12,55
3	-2,21	3,863391	-0,39	1,18	10,01	12,46
2	-2,83	4,266318	-0,73	1,18	10,06	11,95
1	-3,42	4,667557	2,45	1,18	9,61	14,49

Tabel 5 48 Kehilangan tegangan akibat relaksasi tendon pada  
bottom side tendon

Join	SH	CR	ES	RE	loss
	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	%
1	33,76	38,56	29,38	122,75	9,17
2	33,74	53,14	27,37	120,86	9,02
3	33,72	50,46	25,10	121,61	9,08
4	33,70	50,46	23,08	121,91	9,10
5	33,69	0,01	19,90	129,96	9,70
6	33,68	10,66	16,78	128,83	9,62
7	33,64	14,29	13,83	128,74	9,61

### 5.14.3. Kehilangan Gaya Pratekan Total

Gaya prategang awal pada baja dikurangi dengan semua kehilangan gaya-gaya prategang disebut sebagai gaya prategang efektif atau gaya prategang rencana. Kehilangan gaya prategang yang diijinkan pada balok beton prategang dan gelagar yakni sekitar 20% untuk komponen pasca tarik dan 25% untuk komponen pratarik. Dari hasil perhitungan didapat kehilangan gaya prategang total sebagai berikut :

Tabel 5. 49 Kehilangan prategang total pada upper tendon

Join	ES	Woble Effect	CR	SH	RE	Total
	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa
14	4,67	2,30	0,02	1,18	9,93	18,09
13	3,66	2,78	0,09	1,18	9,87	17,59
12	3,68	3,19	0,16	1,18	9,86	18,07
11	2,85	3,59	0,22	1,18	9,86	17,71
10	2,85	4,00	0,28	1,18	9,86	18,16
9	2,52	4,40	0,34	1,18	9,85	18,28
8	2,17	4,80	0,39	1,18	9,85	18,39
7	1,82	5,20	0,45	1,18	9,84	18,50
6	1,51	5,60	0,51	1,18	9,84	18,63
5	1,17	5,99	0,56	1,18	9,83	18,73
4	0,83	6,39	0,61	1,18	10,01	19,01
3	0,50	6,78	0,46	1,18	9,99	18,90
2	0,10	7,17	0,80	1,18	10,04	19,29
1	0,00	7,56	2,38	1,18	9,58	20,70

Tabel 5. 50 Kehilangan prategang total pada bottom middle tendon

Join	ES	Woble Effect	CR	SH	RE	Total
7	0,00	2,234653	0,38	1,18	9,87	13,66
6	0,58	2,644407	0,44	1,18	9,86	14,69
5	0,93	3,052443	0,49	1,18	9,87	15,52
4	1,58	3,458769	0,54	1,18	10,02	16,78
3	2,21	3,863391	0,39	1,18	10,01	17,64
2	2,83	4,266318	0,73	1,18	10,06	19,07
1	3,42	4,667557	2,45	1,18	9,61	21,33

Tabel 5. 51 Kehilangan prategang total pada bottom side tendon

Join	ES	Woble Effect	CR	SH	RE	Total
1	3,42	2,37	2,45	1,18	2,45	11,87
2	2,83	2,58	0,73	1,18	0,73	8,05
3	2,21	2,78	0,39	1,18	0,39	6,94
4	1,58	3,05	0,54	1,18	0,54	6,89
5	0,93	3,19	0,49	1,18	0,49	6,28
6	0,58	3,39	0,44	1,18	0,44	6,02
7	0,00	3,59	0,38	1,18	0,38	5,53

### 5.15. Analisa Tendon Pasca Kehilangan Tegangan

Setelah memperoleh nilai kehilangan tegangan total pada tendon, perlu dilakukan cek ulang nilai tegangan sisa yang masih ada pada struktur jembatan tersebut. Untuk melihat apakah nilai tegangan yang tersisa masih memenuhi persyaratan yang ada.

Langkah yang perlu dilakukan pertama-tama adalah mereduksi nilai tegangan tendon ( $F$ ) dengan nilai kehilangan tegangan rencana yang telah dihitung sehingga diperoleh nilai baru. Yaitu nilai tegangan yang telah tereduksi.

$$F_{\text{baru}} = F_{\text{ama}} \times \text{nilai kehilangan tegangan}$$

Contoh Perhitungan pada join 13 :

$$F_{\text{baru}} = 6.000.000 \times (100 - 17,54)\%$$

$$F_{\text{baru}} = 4.947.899 \text{ N}$$

Langkah selanjutnya sama seperti saat mencari nilai tegangan dan control tegangan pada perhitungan sebelumnya

Hasil perhitungan lainnya akan disajikan pada tabel 5.xx dibawah ini.

Tabel 5. 52 Menghitung nilai F reduksi

Join	F lama	Kehilangan	F baru
	N	Tegangan	N
13	9.000.000	17,54	7.421.848
12	9.000.000	18,01	7.379.391
11	9.000.000	17,65	7.411.782
10	9.000.000	18,10	7.371.063
9	9.000.000	18,22	7.360.263
8	10.000.000	18,33	8.167.019
7	12.000.000	18,43	9.787.995
6	14.000.000	18,57	11.399.883
5	16.500.000	18,67	13.419.204
4	20.000.000	18,93	16.213.796
3	22.000.000	18,82	17.859.607
2	27.500.000	19,21	22.216.795
1	32.000.000	20,76	25.355.901

Setelah didapat nilai F baru yang telah direduksi, maka selanjutnya dilakukan perhitungan nilai tegangan pada box girder dengan memasukkan nilai  $F_{baru}$  pada persamaan

$$f = -\frac{F_{baru} \cdot e}{A} \mp \frac{F_{baru} \cdot y}{I} \pm \frac{M_x \cdot y}{I}$$

Contoh perhitungan pada segmen 13 (*upper tendon*)

$$F_{baru} = 7.421.848 \text{ N}$$

$$A = 9.890.000 \text{ mm}^2$$

$$e = 2231 \text{ mm}$$

$$y = 2531$$

$$I = 4,078 \times 10^{13}$$

$$M_x = 1,829 \times 10^{10}$$

Perhitungan serat atas

$$f = -\frac{7,421.818}{9.894.006} - \frac{7,421.818 \times 2230,525 \text{ N}}{4,078 \times 10^{-4}} + \frac{1.945 \times 10^{10} \times 27,11}{4,078 \times 10^{-4}}$$

$$f = -0,75 - 0,1 + 0,11$$

$$f = -0,74 \text{ Mpa}$$

Perhitungan serat bawah

$$f = -\frac{7,421.818}{9.894.006} + \frac{7,421.818 \times 2230,525 \text{ N}}{4,078 \times 10^{-4}} - \frac{1.945 \times 10^{10} \times 27,11}{4,078 \times 10^{-4}}$$

$$f = -0,75 + 0,1 - 0,11$$

$$f = -0,76 \text{ Mpa}$$

Hasil perhitungan tegangan lainnya disajikan pada tabel 5.49 dibawah

Tabel 5. 53 Perhitungan nilai tegangan akibat f baru pada upper tendon

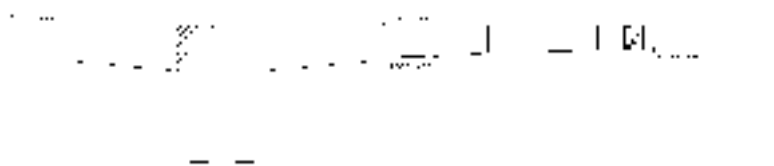
F	F	F/A	F.e.y/l		Mg.y/l		Resultan	
			Atas	bawah	Atas	Bawah	Atas	Bawah
7.421.848	7.421.848	-0,75	-0,10	0,10	0,11	-0,11	-0,74	-0,76
7.379.391	14.801.239	-1,54	-0,21	0,20	0,06	-0,06	-1,69	-1,40
7.411.782	22.213.021	-2,37	-0,31	0,31	0,08	-0,08	-2,60	-2,14
7.371.063	29.584.085	-3,23	-0,42	0,42	0,09	-0,10	-3,56	-2,91
7.360.263	36.944.348	-4,14	-0,52	0,54	0,11	-0,12	-4,55	-3,71
8.167.019	45.111.367	-5,16	-0,64	0,67	0,13	-0,14	-5,67	-4,63
9.787.995	54.899.362	-6,39	-0,78	0,82	0,15	-0,16	-7,02	-5,73
11.399.883	66.299.246	-7,88	-0,94	1,01	0,16	-0,18	-8,66	-7,05
13.419.204	79.718.449	-9,64	-1,12	1,22	0,18	-0,20	-10,58	-8,62
16.213.796	95.932.245	-11,77	-1,35	1,49	0,21	-0,23	-12,91	-10,51
17.859.607	113.791.853	-14,15	-1,60	1,78	0,47	-0,52	-15,27	-12,89
22.216.795	136.008.648	-17,14	-1,82	2,15	0,10	-0,12	-18,86	-15,11
25.355.901	161.364.549	-20,57	-2,21	2,58	3,96	-4,63	-18,82	-22,62

Tabel 5. 54 Perhitungan nilai tegangan akibat fbaru pada bottom tendon

F	F	F/A	F.e.y/l		Mg.y/l		Resultan	
			Atas	bawah	Atas	Bawah	Atas	Bawah
11.040.132	11.040.132	-1,43	-0,16	0,17	0,39	-0,41	-1,68	-1,20
10.872.795	21.912.927	-2,61	-0,31	0,33	0,96	-1,03	-3,30	-1,96
10.742.345	32.655.272	-3,95	-0,46	0,50	1,52	-1,65	-5,10	-2,89
10.621.963	43.277.235	-5,31	-0,61	0,67	2,03	-2,23	-6,87	-3,89
10.559.131	53.836.366	-6,69	-0,76	0,84	2,46	-2,75	-8,60	-4,99
10.436.772	64.273.138	-8,10	-0,86	1,02	2,76	-3,26	-10,34	-6,20
10.200.246	74.473.384	-9,49	-1,02	1,19	3,06	-3,59	-11,89	-7,45



5.16. Analisa Pengaruh upper tendon dan bottom tendon



Gambar 5. 33 Pengaruh upper tendon dan bottom tendon

Tendon pada serat atas (*upper tendon*) memberikan arah tegangan yang berbeda bila dibandingkan tendon pada serat bawah (*bottom tendon*). Maka perlu dilakukan analisa pengaruh tegangan pada box girder apabila kedua jenis tendon tersebut telah terpasang pada struktur jembatan. Hasil analisa akan disajikan pada tabel 5.6.10 dibawah ini,

Tabel 5. 55 Analisa pengaruh tegangan apabila upper tendon dan bottom tendon telah terpasang

Segmen	Resultan Upper		Resultan bottom		Resultan Akhir	
	atas	bawah	atas	bawah	atas	bawah
14	-1,03	-0,79			-1,03	-0,79
13	-1,00	-0,82			-1,00	-0,82
12	-2,02	-1,73			-2,02	-1,73
11	-3,05	-2,71			-3,05	-2,71
10	-4,08	-3,79			-4,08	-3,79
9	-5,11	-4,96			-5,11	-4,96
8	-6,24	-6,35			-6,24	-6,35
7	-7,53	-8,08	-1,39	-1,76	-6,13	-6,33
6	-9,16	-10,14	-2,86	-3,54	-6,31	-6,60
5	-11,03	-12,63	-4,38	-5,40	-6,65	-7,23
4	-13,33	-15,61	-5,94	-7,31	-7,39	-8,30
3	-16,13	-18,69	-7,55	-9,28	-8,59	-9,41
2	-19,31	-23,09	-9,27	-11,34	-10,04	-11,75
1	-24,14	-26,81	-10,90	-13,42	-13,24	-13,39



$$240,5 \text{ mm}$$

$$M_R = \frac{30R}{3} = \frac{1.920.337.500}{0,2} = 2.400.537.500 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{30R}{b \times d^2} = \frac{2.400.537.500}{9000 \times 240,5^2} = 4,611 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{290}{0,85 \times 60} = 5,686$$

$$\rho_{\text{maks}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{290} = 0,004827$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right]$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{5,686} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 5,686 \times 4,611}{290}} \right]$$

$$= 0,016692$$

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0,85 \times f_c' \times \beta_1 \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)}{f_y}$$

$$= \frac{0,85 \times 60 \times 0,85 \left( \frac{600}{600 + 290} \right)}{290}$$

$$= 0,1007$$

$$\rho_{\text{maks}} = 0,75 \times \rho_{\text{balance}} = 0,75 \times 0,1007 = 0,0755$$

$$\text{Syarat} : \rho_{\text{min}} \leq \rho_{\text{perlu}} \leq \rho_{\text{maks}}$$

$$A_{s\text{perlu}} = \rho_{\text{perlu}} \times b \times d$$

$$= 0,01669 \times 9000 \times 240,5$$

$$= 36125,505 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan temur yang terpasang pada flens atas

$$= \frac{36125,505}{127,41} = 150 \text{ buah}$$

Dipasang dengan jarak

$$\frac{9000}{73} \approx 120 \text{ mm} \quad 120 \text{ mm}$$

Check Kapasitas Penampang :

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{42750 \times 290}{0,85 \times 60 \times 9000} = 27,009 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\phi M_n &= \phi A_s \times f_y \times (d - a/2) \\ &= 0,85 \times 42750 \times 290 \times (240,5 - (27,009/2)) \\ &= 2.414.100.708 \text{ Nmm}\end{aligned}$$

$$M_u > \phi M_n = 2.414.100.708 > 2.400.537.500 \text{ .....ok}$$

## 2. Perencanaan Penulangan Flens Tegak

- $f_c'$  : 60 Mpa
- $f_y$  : 290 Mpa
- $b$  : 350 mm
- Decking : 50 mm
- Ø tulangan : 19 mm
- Ø : 0,8 (Faktor reduksi kekuatan tulangan terkena aksial tarik dan lentur)

$$\begin{aligned}\beta_1 &: 0,85 - 0,05(f_c - 30)/7 \\ &: 0,85 - 0,05(60 - 30)/7 \\ &: 0,636\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}d &= h - S - \frac{1}{2} \phi \\ &= 500 - 50 - \frac{1}{2} \times 19 \\ &= 440,5 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$M_u = \frac{w_u \times l^2}{8} = \frac{1,573716 \times 6^2}{8} = 1.949.637.500 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_u}{b \times d^2} = \frac{1.949.637.500}{350 \times 440,5^2} = 0,2247 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m} = \frac{1}{5,686} = 0,17588$$

$$A_{s_{perlu}} = \frac{b \times d}{f_y} = \frac{350 \times 440,5}{290} = 527,72 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{1.585} \left| 1 - \sqrt{1 - \frac{2.01 \times 8.5}{600}} \right|$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{1.585} \left| 1 - \sqrt{1 - \frac{2.01 \times 8.5 \times 0.4247}{600}} \right| = 0.000772$$

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0.85 \times f_{c'} \times \beta_1 \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)}{f_y}$$

$$= \frac{0.85 \times 60 \times 0.85 \left( \frac{600}{600 + 290} \right)}{290}$$

$$= 0.1007$$

$$\rho_{\text{max}} = 0.75 \times \rho_{\text{balance}} = 0.75 \times 0.1007 = 0.07558$$

$$\text{Syarat} : \rho_{\text{min}} \leq \rho_{\text{perlu}} \leq \rho_{\text{max}}$$

$$A_{s\text{perlu}} = \rho_{\text{perlu}} \times b \times d$$

$$= 0.004827 \times 350 \times 4940.5$$

$$8316.727 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan dekur yang terpasang pada tleus tegak

$$= \frac{8316.727}{\frac{1}{4} \times \pi \times 10^2} = 10.43 \approx 30 \text{ buah}$$

Dipertangkan dengan jarak

$$\frac{8316.727}{30} = 277.224 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm}$$

Check Kapasitas Penampang

$$u = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f_{c'} \times b} = \frac{8550 \times 290}{0.85 \times 60 \times 3500} = 9.72 \text{ mm}$$

$$\phi M_n = \phi A_s \times f_y \times (d - u/2)$$

$$= 0.85 \times 8550 \times 290 \times (4940.5 - (9.72/2))$$

$$= 10.050.247.000 \text{ Nmm}$$

$$\phi M_n > M_u = 10.050.247.000 > 1.919.637.500 \text{ ..... ok !!!!}$$

### 3. Perencanaan Penulangan Flens Bawah

Contoh perhitungan memakai box girder pada segmen 13

- $f_c'$  : 60 Mpa
- $f_y$  : 240 Mpa
- $b$  : 5000 mm
- Decking : 50 mm
- Ø tulangan : 19 mm
- Ø : 0,8 (Faktor reduksi kekuatan tulangan terkena aksial tarik dan lentur)

$$\begin{aligned}\beta_1 &: 0,85 - 0,05(f_c - 30)/7 \\ &: 0,85 - 0,05(60 - 30)/7 \\ &: 0,636\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}d &= h - S - \frac{1}{2} \text{Ø} \\ &= 500 - 50 - (1/2 \times 19) \\ &= 440,5 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$M_u = \frac{w_u l^2}{8} = \frac{1,920,432,000}{8} = 240,053,750 \text{ Nmm}$$

$$R_u = \frac{M_u}{b \times d^2} = \frac{240,053,750}{5000 \times 440,5^2} = 2,474 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{240}{0,85 \times 60} = 4,706$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{240} = 0,00583$$

$$\rho_{balance} = \frac{\beta_1}{m} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2R_u \times E_s}{f_y}} \right]$$

$$\begin{aligned}\rho_{balance} &= \frac{1}{4,706} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 240,053,750 \times 200.000}{240 \times 5000 \times 440,5^2}} \right] \\ &= 0,00875\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{balance} &= \frac{0,85 \times f_c' \times \beta_1}{f_y} \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 60 \times 0,85}{290} \left( \frac{600}{600 + 290} \right) \\ &= 0,1007\end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_{\text{balok}} = 0,75 \times 0,1007 = 0,0755$$

$$\text{Syarat} : \rho_{\min} \leq \rho_{\text{perlu}} \leq \rho_{\max}$$

$$\begin{aligned} A_{S_{\text{perlu}}} &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\ &= 0,00875 \times 5000 \times 440,5 \\ &= 19271,875 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan lentur yang terpasang pada tumpuan atas

$$= \frac{19271,875}{214 \times \pi \times 12^2} = 47,97 \approx 70 \text{ buah}$$

Dipasang dengan jarak

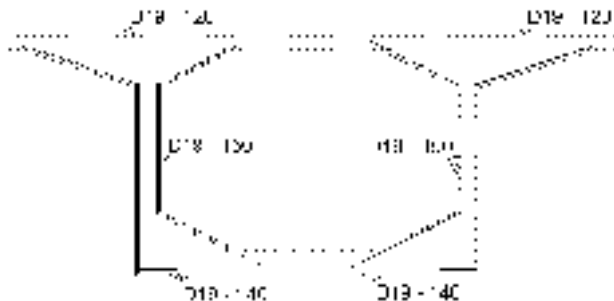
$$\frac{5000}{47} = 142,85 \text{ mm} \approx 140 \text{ mm}$$

Check Kapasitas Penampang

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{19847 \times 390}{0,85 \times 50 \times 5000} = 22,571 \text{ mm}$$

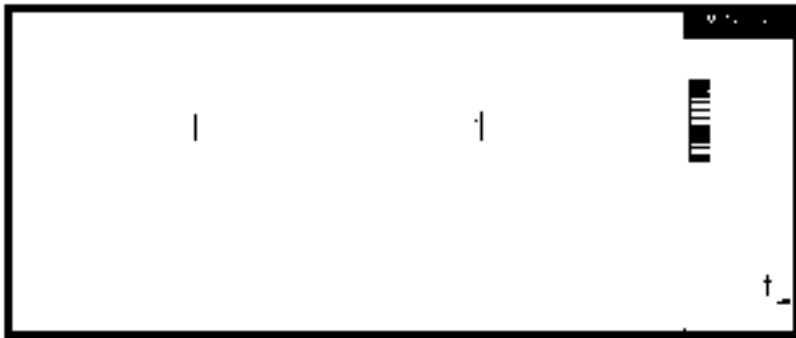
$$\begin{aligned} \phi M_n &= \phi A_s \times f_y \times (d - a/2) \\ &= 0,85 \times 19847 \times 390 \times (440,5 - (22,571/2)) \\ &= 2.823.100.708 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$M_u > \phi M_n = 2.400.537.500 > 2.400.537.500 \dots\dots\dots \text{ok}$$



Gambar 5.34 Penulangan Lentur

### 5.17.2. Perencanaan Penulangan Geser



Gambar 5 35 Bidang geser akibat beban kombinasi envelope

Pada prestressed concrete, retak-retak yang mungkin terjadi berupa retakan miring akibat beban lentur atau akibat tegangan tarik utama (retak pada badan). Perencanaan kekuatan geser harus di tinjau pada dua jenis mekanisme retak sebagai berikut :

- Retak akibat gesekan pada badan penampang ( $V_{ew}$ )
- Retak miring akibat lentur ( $V_{ci}$ )

Prosedur perencanaan perhitungan geser adalah sebuah analisa untuk menentukan kekuatan geser beton ( $V_c$ ) yang dibandingkan terhadap tegangan geser batas pada penampang yang ditinjau ( $V_u$ ).

Terbentuknya retak pada struktur bermula dari badan akibat tarikan utama yang tinggi dimana retak akibat lentur yang mula mula vertikal dan sedikit berkembang menjadi retak miring akibat geseran.

Kekuatan penampang untuk menahan retak akibat geseran ditentukan oleh kekuatan dari beton dan tulangan geser yang dipasang. Adapun prosedur perhitungan dari perencanaan



tulangan geser berdasarkan peraturan SNI T-12-2004 pasal 6.8.10 adalah sebagai berikut :

1. Hitung kemampuan penampang menahan gaya geser  
yaitu :

$$V_{cw} = V_c + V_s \quad (5.8-13)$$

Dengan :

$$V_c = 0.5 \left( \sqrt{f'_c} + f_{pc} \right) b_w d \quad (6.8-14)$$

Dimana :

$V_{cw}$  = kuat geser pada bagian badan

$f'_c$  = Mutu beton prategang = 60 Mpa

$f_{pc}$  = tegangan rata-rata pada beton akibat gaya prategang efektif saja

$b_w$  = Lebar badan

$V_p$  = Tekanan akibat tendon ( $F_o \times \text{Slope}$ )

$d$  = jarak dari serat tekan terluar titik berat tulangan tarik longitudinal

- Retak miring akibat lentur ( $V_{ci}$ ) :

$$V_{ci} = \left( \frac{M_{cr}}{Z} + h_{pw} + d \right) + V_d + \left( \frac{V_{pu} + M_{cr}}{3I_{gross}} \right)$$

Dengan :

$$M_{cr} = Z \left( \frac{f'_c}{2} + f_{pc} - f_d \right)$$

Dan,  $Z = I/y_e$

Tetapi  $V_{ci}$  tidak boleh diambil kurang dari  $\frac{f'_c}{2} + h_{pw} + d$

Dimana :

$V_c$  = Kuat geser akibat terjadinya keretakan miring akibat kombinasi lentur dan geser.

$f_c$  = Mutu beton prategang = 60 Mpa

$b_w$  = Lebar badan

$d$  = jarak dari serat tekan terluar titik berat tulangan tarik longitudinal

$M_{cr}$  = Momen yang menyebabkan terjadinya retak lentur

$V_u$  = Gaya geser pada penampang akibat beban mati (faktor pembebanan = 1,0)

$V_i$  = Gaya geser pada penampang akibat beban luar

2. Dari kemampuan penampang yang ada dan gaya geser yang terjadi maka dapat ditentukan apakah penampang perlu tulangan geser atau cukup dipasang tulangan geser minimum saja. Besarnya gaya geser yang harus mampu dipikul oleh tulangan adalah :

$$V_u - V_c \leq V_n \quad (6.8-10)$$

Dimana :

$V_n$  = Kekuatan geser yang disumbangkan oleh tulangan geser

$V_c$  = Kekuatan geser batas nominal ( $V_u/\phi$ )

$V_s$  = Kekuatan geser yang disumbangkan oleh beton.  
Diambil nilai terkecil antara  $V_{ci}$  dan  $V_{cw}$

3. Dengan mengetahui besarnya gaya geser yang harus dipikul oleh tulangan geser maka direncanakan jumlah tulangan untuk dapat menahan gaya tersebut
  - Kekuatan geser yang disumbangkan oleh tulangan geser (sengkang) tegak lurus didapat dari persamaan berikut :

$$V_c = \frac{A_c f_c d}{s} \quad (6.8-15)$$

- Kekuatan geser yang disumbangkan oleh tulangan geser (senggang) miring didapat dari persamaan berikut :

$$V_s = \frac{A_s f (\sin \alpha + \cos \alpha) d}{s} \quad (6.8-16)$$

4. Menentukan jarak antar tulangan geser  
Yaitu dengan ketentuan sebagai berikut :

$$V_c \leq 2 \left( \frac{1}{3} + h_m + d \right)$$

Jarak maksimum senggang pada beton prategang adalah 0,75h atau 600 mm

- Persyaratan  $A_s$  minimum berlaku untuk :

$$\frac{\phi V_c}{2} \leq V_u \leq V_c$$

$$A_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi f_s} \quad (6.8-17)$$

Kontrol tulangan geser dilakukan pada bentang yang terbesar yaitu pada bentang tengah (90 m) karena bentang ini mengalami gaya gesekan terbesar akibat bentang lebih besar bila dibandingkan bentang tepi (45 m). Perhitungan gaya geser pada bentang tengah didasarkan gaya post tension tendon kantilever dan tendon pada saat bentang menerus. Kemudian gaya geser kedua group post tensioning yang sesuai dengan letak jackingnya masing-masing akan dijumlahkan dan selanjutnya di superposisikan dengan gaya geser akibat beban mati dan beban hidup yang bekerja pada tengah bentang.

Contoh perhitungan diambil dari segmen 7

Pada joint ini terdapat dua tendon yaitu 2 buah tendon 31 sc

Gaya geser terfaktor ( $V_u$ ) diperoleh pada perhitungan tulangan geser ini diperoleh dari hasil output midas civil.

$$V_u = 14.498.695 \text{ N}$$

$$V_n = 1.608.093 \text{ N}$$

$$V_c = 1.608.093 \text{ N}$$

Maka tulangan badan yang di butuhkan ( $V_s$ ) adalah

$$V_s = V_u - V_c$$

$$V_s = 14.498.695 - 1.608.093 = 12.890.602 \text{ N}$$

Perlu di perlakukan

$$\begin{aligned} V_s &< \frac{2\sqrt{f_c}}{3} b_w d \\ &< \frac{2\sqrt{30}}{3} 7000 \cdot 3418 \\ &< 123.553.332 \text{ N} \end{aligned}$$

Jadi tinggi penampang sudah memadai.

Perhitungan Tulangan badan Minimum

(Dari persamaan 5.22b, Nawy)

$$\begin{aligned} \frac{A_s}{s} &= \frac{f_{max} \cdot b_w}{400 f_y} \sqrt{\frac{f_c}{f_y}} \\ \frac{A_s}{s} &= \frac{2300 \times 1982}{300 \times 420 \times 3118} \sqrt{\frac{3118}{7000}} \end{aligned}$$

$$\frac{A_v}{s} = 0,0454$$

Perhitungan Tulangan Badan yang dibutuhkan

(Dari Persamaan 5.21b, Nawy)

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V}{f_y d}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{12.890,832}{120 \times 3118} = 8,979$$

Jadi tulangan geser badan minimum yang dibutuhkan

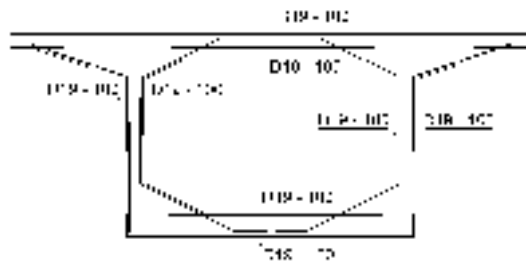
$A_v/s = 8,979$ . Dengan mencoba sengkang diameter 19

mm dipasang dua loop—  $A_v = 283,5 \times 2 \times 2 = 1134 \text{ mm}^2$

$$s = \frac{1134}{8,979} = 126,31 \text{ mm} \sim 100 \text{ mm}$$

Jadi tulangan geser yang dipasang pada segmen 7 adalah

2D19 – 100 mm



Gambar 5. 36 Penulangan Geser

Perhitungan pada segmen lain akan di sajikan pada tabel di bawah

Tabel 5. 56 Perhitungan kebutuhan tulangan geser

Segmen	Vu N	Vn N	Vc N	Vs	$\frac{2\sqrt{f_c}}{3}$	Av/s min	Av/s perlu	Ø Tul.	s	Dipasang
1	3.253.820	1.393.978	1.393.978	1.859.842	77.459.667	ok	0,0595	1,476	200	2D 10 - 100
2	5.225.041	1.399.926	1.399.926	3.825.116	78.105.164	ok	0,0590	3,011	100	2D 12 - 100
3	7.125.309	1.417.769	1.417.769	5.707.541	79.421.978	ok	0,0580	4,418	100	2D 16 - 100
4	8.981.676	1.447.507	1.447.507	7.534.170	81.410.110	ok	0,0492	5,689	100	2D 16 - 100
5	10.810.199	1.489.140	1.489.140	9.321.058	84.043.739	ok	0,0477	6,818	100	2D 16 - 100
6	12.619.847	1.542.669	1.542.669	11.077.178	87.374.504	ok	0,0459	7,794	100	2D 16 - 100
7	14.498.695	1.608.093	1.608.093	12.890.602	88.264.516	ok	0,0454	8,978	19	100 2D 19 - 100
8	16.290.568	1.685.412	1.685.412	14.605.155	93.473.162	ok	0,0429	9,606	19	100 2D 19 - 100
9	18.094.703	1.774.627	1.774.627	16.320.076	99.347.187	ok	0,0403	10,099	19	100 2D 19 - 100
10	19.886.464	1.875.737	1.875.737	18.010.727	105.848.635	ok	0,0379	10,460	19	100 2D 19 - 100
11	21.704.231	1.988.742	1.988.742	19.715.489	112.972.342	ok	0,0355	10,729	19	100 2D 19 - 100
12	23.531.625	2.113.642	2.113.642	21.417.983	120.664.087	ok	0,0332	10,912	19	100 2D 19 - 100
13	25.393.045	2.250.438	2.250.438	23.142.607	129.099.445	ok	0,0295	11,020	19	100 2D 19 - 100
13'	22.969.086	2.113.642	2.113.642	20.855.443	129.099.445	ok	0,0295	9,931	19	100 2D 19 - 100
12'	21.139.557	1.988.742	1.988.742	19.150.815	120.664.087	ok	0,0332	9,757	19	100 2D 19 - 100
11'	19.320.304	1.875.737	1.875.737	17.444.567	112.972.342	ok	0,0355	9,493	19	100 2D 19 - 100
10'	17.526.550	1.774.627	1.774.627	15.751.923	105.848.635	ok	0,0379	9,149	19	100 2D 19 - 100
9'	15.721.368	1.685.412	1.685.412	14.035.955	99.347.187	ok	0,0403	8,685	19	100 2D 19 - 100
8'	13.925.573	1.608.093	1.608.093	12.317.480	93.473.162	ok	0,0429	8,101	19	100 2D 19 - 100
7'	12.035.860	1.542.669	1.542.669	10.493.191	88.264.516	ok	0,0454	7,308	16	100 2D 16 - 100
6'	10.221.648	1.489.140	1.489.140	8.732.508	87.374.504	ok	0,0459	6,144	16	100 2D 16 - 100
5'	8.385.974	1.447.507	1.447.507	6.938.467	84.043.739	ok	0,0477	5,075	16	100 2D 16 - 100
4'	6.519.015	1.417.769	1.417.769	5.101.247	81.410.110	ok	0,0492	3,852	12	100 2D 12 - 100
3'	4.606.039	1.399.926	1.399.926	3.206.113	79.421.978	ok	0,0580	2,482	12	100 2D 12 - 100
2'	2.634.850	1.393.978	1.393.978	1.240.872	78.105.164	ok	0,0590	0,977	10	300 2D 10 - 100
1'	1.599.985	1.393.978	1.393.978	206.007	77.459.667	ok	0,0595	0,163	10	1900 2D 10 - 100

### 5.18. Analisa Penulangan Balok Anchor

Dalam kebanyakan pasca tarik, kawat pratekan dipasang dalam selongsong kemudian di jackdan diangkur pada permukaan ujung. Sebagai akibatnya maka, gaya-gaya yang besar terpusat di daerah sempit tersebut. Sehingga menimbulkan tegangan yang besar. Apabila tegangan tersebut melebihi tegangan tarik ijin maka balok anchor akan terbelah secara longitudinal, sehingga untuk mengantisipasi perlu dipasang tulangan membelah.

Diketahui :

$$\sigma_{ijin} = 0.5 \sqrt{f_c}$$

$$\sigma_{max} < \sigma_{ijin} \quad (\text{tidak perlu tulangan membelah})$$

$$\sigma_{max} > \sigma_{ijin} \quad (\text{perlu tulangan membelah})$$

Contoh perhitungan untuk join no 10. Pada join ini digunakan tendon VSL 18 Sc.

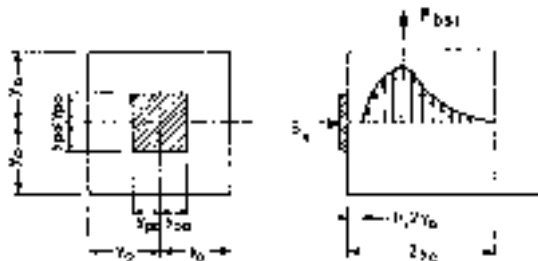
Fo tendon : 9.000.000

b : 500 mm

2Ypo : 300 mm

2Yo : 750 mm

Dengan menggunakan metode Zielinski-Rowe



Gambar 5. 37 Tarikan membelah rencana pada balok ujung

$$f_c = \frac{9 \times 10^6}{500 \times 750} = 24 \text{ N/mm}^2$$

$$f_v \text{ maks} = f_c (0,98 - 0,825 \left( \frac{1,0}{1,1} \right))$$

$$\begin{aligned} f_v \text{ maks} &= 24 \left( 0,98 - 0,825 (0,4) \right) \\ &= 15,6 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Bekerja pada suatu jarak yang sama dengan,  $(0,2 \times 300) = 60 \text{ mm}$  dari permukaan ujung. Tarikan maksimum ditahan oleh,

$$F_{bst} = F_o \left( 0,48 - 0,4 \left( \frac{1,0}{1,1} \right) \right)$$

$$F_{bst} = 9 \times 10^6 (0,48 - 0,4 (0,4))$$

$$F_{bst} = 2,88 \times 10^6 \text{ N}$$

Dengan memperhitungkan tegangan tarik yang di tahan oleh beton, maka nilai yang dikoreksi dari tarikan membelah ditentukan dengan

$$F_{bst \text{ (dikoreksi)}} = F_{bst} \left( 1 - \left( \frac{f}{f_{maks}} \right)^2 \right)$$

$$f = 0,5 \sqrt{60} = 3,873 \text{ MPa}$$

$$F_{bst \text{ (dikoreksi)}} = 2,88 \times 10^6 \left( 1 - \left( \frac{3,873}{15,6} \right)^2 \right)$$

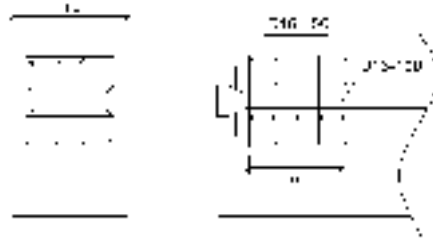
$$F_{bst \text{ (dikoreksi)}} = 2,702 \times 10^6 \text{ N}$$

Gugus ini dengan diameter 16 mm dengan tegangan leleh 390 MPa. Banyaknya tulangan yang diperlukan

$$\frac{2,702 \times 10^6}{390 \times 201 \times 201} = 39,62 \approx 40 \text{ buah}$$



Tulangan harus disusun di daerah antara  $0,2y_o = (0,2 \times 300) = 60 \text{ mm}$  dan  $y_o = 300 \text{ mm}$ . Susunan tulangan dalam kedua arah yang tegak lurus ditunjukkan pada gambar di bawah ini



Gambar 5. 38 Susunan tulangan daerah angkur

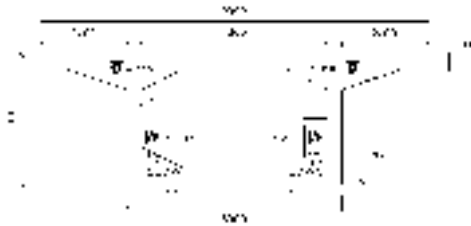
### 5.19. Analisa desain keadaan batas beton prategang pada segmen end-closer

Setelah pemasangan segmen enclose, akan dilakukan analisa kemampuan penampang dalam menahan gaya-gaya yang bekerja. Kemampuan beton diasumsikan sebagai beton muda dengan umur 10 hari sehingga kuat beton yang di pakai untuk analisa adalah kuat tekan beton muda ( $f'_{ci}$ ).

Dalam menahan gaya yang bekerja, beton akan mengalami retak. Selama keretakan yang terjadi masih dalam batas ijin maka struktur beton tersebut masih dinyatakan layak. Untuk menghitung lebar retak menggunakan persamaan

$$w_{maks} = \left( \Delta f_s - \frac{\psi f_s}{\epsilon} \right) 10^{-3}$$

Perhitungan segmen end closer adalah sebagai berikut:



Gambar 5. 39 model segmen

$$A_s = 8346,727 \text{ mm}^2$$

$$b_w = 350 \text{ mm}$$

$$d = 3000 \text{ mm}$$

$$Z = 2,25 \times 10^7 \text{ mm}$$

$$\text{Rasio tulangan, } \rho = \frac{A_s}{b_w d} = \frac{8346,727}{350 \times 3000} = 0,00795$$

Berdasarkan tabel 11.4 koefisien untuk modulus lebar retakan, Beton prategang, krisnaraju

$$w_{maks} = \left( 200 - \frac{0,87}{0,00795} \right) 10^{-3} = 0,153 \text{ mm}$$

$$\text{Prategang efektif pada tepi bawah} = 18,45 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Momen} = 4,49 \times 10^9 \text{ Nmm}$$

Tegangan serat paling luar akibat beban

$$\frac{4,49 \times 10^9}{2,25 \times 10^7} = 19,95 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Resultan tegangan tarik} &= 19,95 - 18,45 \text{ N/mm}^2 \\ &= 1,5 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Dari tabel 5.11 tegangan tarik izin maksimum (buku beton prategang, krisnaraju) untuk suatu batas lebar retak 0,2 mm dengan kekuatan beton 60 MPa x 70% (reduksi beton muda) = 42 MPa  $\approx$  40 MPa sama dengan ( 5+ 4 ) x 1,1 = 9,9 N/mm<sup>2</sup>

Sehingga batas lebar retak tidak akan melebihi 0,2 mm karena tegangan lentur yang timbul hanya 1,5 N/mm<sup>2</sup>.

## 5.20. Kontrol Kekuatan dan Stabilitas Struktur

### 5.20.1. Kontrol Momen Retak

Momen retak yang menghasilkan retak-retak rambut pertama pada balok pratekan dihitung dengan teori elastic, dengan menganggap bahwa retak mulai terjadi saat tegangan tarik pada saat terluar beton mencapai modulus keruntuhannya. Harus diperhatikan fakta bahwa modulus keruntuhannya hanyalah merupakan ukuran permulaan retak-retak rambut yang sering kali tidak terlihat oleh mata telanjang. Tegangan tarik yang lebih tinggi dari modulus ini sangat diperlukan untuk menghasilkan retak-retak yang terlihat. Sebaliknya, jika beton telah retak sebelumnya oleh beban berlebihan, susut, atau sebab-sebab lain, retak-retak dapat terlihat kembali pada tegangan tarik terkecil.

Dengan menggunakan analisa elastik beton prategang, perumusan tegangan pada saat jacking dan service untuk daerah serat bawah adalah :

$$f_r = -\frac{F_{eff}}{A_c} - \frac{F_{eff} x x_{ce}}{I} - \frac{M x y_e}{I}$$

Dengan memindahkan suku-suku pada persamaan diatas, maka diperoleh momen retak :

$$\begin{aligned} M_{cr} &= (F_{eff} x c_1 + \left(\frac{F_{eff} x I}{A_c y_b}\right) + \left(\frac{I x y_b}{y_b}\right) \\ &= \left[F_{eff} \left(e + \frac{I}{A_c y_b}\right)\right] + \left(\frac{I x y_b}{y_b}\right) \\ &= [F_{eff} (e + K_r)] + [f_r \times W_b] \\ &= M_1 + M_2 \end{aligned}$$

Dimana  $\frac{F_r \cdot x}{I_c}$  memberikan momen perlawanan akibat modulus keruntuhan beton,  $F_{eff} \cdot e$  memberikan perlawanan akibat eksentrisitas gaya prategang, dan  $\left( \frac{F_{eff} \cdot x}{A_c \cdot y_a} \right)$  akibat tekanan langsung gaya prategang.

Sedangkan pada tahap pemasangan tendon katilefer, perumusan momen retak untuk daerah tumpuan setiap tumpuan adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 f_r &= - \frac{F_{eff}}{A_c} - \frac{F_{eff} \cdot x \cdot x \cdot y_a}{I} - \frac{M_{x y_a}}{I} \\
 M_{cr} &= (F_{eff} \cdot e) \cdot \left( \frac{(L_{eff} \cdot y_a)}{A_c \cdot y_a} \right) + \left( \frac{L_{eff} \cdot x}{y_a} \right) \\
 &= \left[ F_{eff} \cdot \left( e + \frac{L}{A_c \cdot y_a} \right) \right] \cdot \left( L \cdot \frac{x}{y_a} \right) \\
 &= \left[ F_{eff} \cdot (e + K_d) \right] \cdot [f_r \cdot W_a] \\
 &= M_1 + M_2
 \end{aligned}$$

Keterangan :

$M_1$  = Momen akibat eksentrisitas gaya prategang

$M_2$  = Momen akibat tahanan dari beton sendiri

$F_{eff}$  = Gaya Prategang efektif

$f_r$  = modulus retak =  $0,62 \sqrt{f_c}$

Perhitungan kontrol momen retak dilakukan pada saat pelaksanaan dan pada saat bentang jembatan sudah tersusun keseluruhan yang dikontrol pada daerah tumpuan dan lapangan.

1. Kontrol momen retak pada saat pemasangan tendon kantilefer

Untuk kontrol pada tahap kantilefer dilakukan pada joint yang mengalami momen terbesar, yaitu pada joint 13 :

Berikut adalah contoh perhitungannya :

$$F_{\text{eff}} = 1,49 \times 10^8 \text{ N}$$

$$M_u = 1,89 \times 10^{11} \text{ Nmm}$$

$$e = 2231 \text{ mm}$$

$$I = 4,078 \times 10^{13} \text{ mm}^4$$

$$A = 9,89 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

$$y_a = 2233 \text{ mm}$$

$$f_r = 0,62 \sqrt{f_c} = 4,8 \text{ Mpa}$$

Sehingga

$$\begin{aligned} M_{\text{cr}} &= \left( F_{\text{eff}} \left( e + \frac{I}{A \cdot y_a} \right) \right) \cdot \left( \frac{F_{\text{eff}}}{y_a} \right) \\ &= \left( 1,49 \times 10^8 \left( 2231 + \frac{4,078 \times 10^{13}}{9,89 \times 10^6 \times 2233} \right) \right) \cdot \left( \frac{1,49 \times 10^8}{2233} \right) \\ &= 6,258 \times 10^{11} \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{array}{ccc} M_{\text{cr}} & > & M_u \\ 6,26 \times 10^{11} \text{ Nmm} & > & 1,89 \times 10^{11} \text{ Nmm} \end{array}$$

2. Kontrol momen retak pada saat service dan telah menjadi struktur statis tak tentu

Untuk kontrol pada tahap service yang dilakukan pada daerah lapangan, yang mengalami momen terbesar adalah pada tengah bentang pada joint Pengunci,

Berikut adalah contoh perhitungannya :

$$\begin{aligned}
 F_{\text{eff}} &= 1,06 \times 10^8 \text{ N} \\
 M_u &= 2,47 \times 10^{10} \text{ Nmm} \\
 e &= 1081 \text{ mm} \\
 I &= 1,093 \times 10^{13} \text{ mm}^4 \\
 A &= 7,85 \times 10^6 \text{ mm}^2 \\
 y_a &= 1381 \text{ mm} \\
 f_r &= 0,62 \sqrt{f_c} = 4,8 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Sehingga

$$\begin{aligned}
 M_{cr} &= \left( F_{eff} \left( e + \frac{I}{A y_r} \right) \right) + \left( \frac{F_{eff}^2}{V} \right) \\
 &= \left( 1,06 \times 10^8 \left( 1081 + \frac{1,093 \times 10^{13}}{7,85 \times 10^6 \times 1381} \right) \right) + \left( \frac{1,06^2 \times 10^{16}}{1,381} \right) \\
 &= 2,294 \times 10^{11} \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Syarat :

$$\begin{array}{rcl}
 M_{cr} & > & M_u \\
 2,29 \times 10^{11} \text{ Nmm} & > & 2,47 \times 10^{10} \text{ Nmm}
 \end{array}$$

### 5.20.2. Kontrol Torsi

Karena kekuatan geser beton yang tinggi digabungkan dengan kekuatan tarik yang rendah, kehancuran balok beton akibat puntir jarang disebabkan oleh tegangan geser, melainkan lebih disebabkan oleh tegangan tarik utama yang diakibatkan oleh tegangan geser. Pada waktu tegangan tarik utama mencapai kekuatan tarik batas beton, retak mulai terjadi dari penampang dapat runtuh seketika tanpa banyak peringatan. Penambahan sengkang tertutup dan tulangan longitudinal dapat menambah kekuatan dan daktilitas, tetapi bentuk retak akibat puntir secara drastis mempengaruhi respon balok terhadap setiap penambahan momen puntir.

Bertentangan dengan ragam kehancuran akibat puntir, balok beton prategang dibawah pengaruh lentur umumnya runtuh secara perlahan-lahan dan memiliki kekuatan cadangan serta daktilitas setelah retak-retak pertama terlihat. Hal ini menjadi jelas bila disadari bahwa kehancuran akibat lentur tergantung tarik dan tegangan baja, bersamaan dengan tegangan tekan dan regangan beton. Sedangkan kekuatan puntir sebuah balok tanpa tulangan badan untuk puntir akan lenyap bila batas tarik beton dicapai dan tidak ada daktilitas beton akibat tegangan tarik.

Kontrol torsi digunakan untuk menganalisa kemampuan box girder saat menerima beban eksentrisitas. Berikut ini langkah-langkah perhitungannya :

Dari output midas, diketahui Torsi ( $T_u$ ) yang terjadi pada segmen 13 adalah 1.732.652.309 Nmm

#### 1). Perhitungan torsi ijin Pada segmen 13

##### a. Perhitungan konstanta torsi

###### • Pelat Atas

$$\eta_1 = \frac{X_1^2}{X_1^2 + Y_1^2}$$

Dimana :

$X_1$  = tebal pelat atas = 300 mm

$Y_1$  = lebar pelat atas = 9000 mm

Maka,  $\eta_1$  = 0,45

###### • Pelat badan

$X_1$  = tebal pelat badan = 350 mm

$Y_1$  = tinggi pelat badan = 5000 mm

Maka,  $\eta_2$  = 0,43

- Pelat bawah

Dimana :

$$X_1 = \text{tebal pelat bawah} = 500 \text{ mm}$$

$$Y_1 = \text{lebar pelat bawah} = 5000 \text{ mm}$$

$$M_{\alpha}, \eta_3 = 0,41$$

Konstanta torsi :

$$\begin{aligned} \eta_1 \times X_1^2 \times Y_1 &= 0,45 \times 300^2 \times 9000 = 364.500.000 \\ &= 0,43 \times 350^2 \times 5000 = 263.375.000 \\ &= 0,41 \times 500^2 \times 5000 = \underline{512.500.000} + \\ &= 1.140.375.000 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_{cr} &= 6 \sqrt{f_c} \times \sqrt{1 + \frac{10 \times \left( \frac{2.000.000}{890.000} \right)}{60}} \times \eta_1 \times X_1^2 \times Y_1 \\ &= 6 \times 60 \times \sqrt{1 + \frac{10 \times \left( \frac{2.000.000}{890.000} \right)}{60}} \times 1.140.375.000 \\ &= 99.308.660.110 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

- b. Torsi Ijin

Tulangan puntir tidak diperlukan apabila :

$$\frac{T_u}{\phi T_{cr}} \leq 0,25$$

$$\begin{aligned} T_u &< \phi \times T_{cr} \times 0,25 \\ &< 0,7 \times 99.308.660.110 \times 0,25 \\ &< 17.379.015.520 \text{ Nmm} \end{aligned}$$



Syarat :

$$\begin{aligned} T_u &< \phi \times T_{cr} \times 0,25 \\ 1.732.652.309 \text{ Nmm} &< 17.379.015.520 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Dari perhitungan diatas dapat disimpulkan bahwa tidak diperlukan adanya tulangan torsi

### 5.20.3. Kontrol Momen Batas

Dari metode-metode yang diusulkan untuk menentukan kekuatan lentur batas penampang beton prategang, beberapa diantaranya merupakan metode empiris murni dan yang lainnya sangat teoritis. Untuk tujuan desain, pendekatan secara rasional dapat diberikan sebagai berikut, konsisten dengan hasil-hasil percobaan, tetapi mengabaikan penyempurnaan perhitungan sehingga didapat nilai-nilai yang betul dan layak dengan usaha yang minimum. Metode ini didasarkan pada prinsip sederhana kopel penahan pada balok prategang seperti pada balok lainnya. Pada beban batas, kopel terdiri dari dua gaya,  $T_p$  dan  $C$ , yang bekerja dengan lengan momen  $a$ . Baja memberikan gaya tarik  $T_p$  dan beton memberikan gaya tekan  $C$ . Dengan menggunakan kesetimbangan statis aksial dan momen pada box yang dianalisa, maka dapat dicari momen tahanan batas balok ( $M_e$ ). SNI membatasi agar momen elastik untuk pola pembebanan berfaktor ( $1,3D + 1,8 L$ ) tidak melampaui nilai  $M_u$ .

Contoh perhitungan momen batas pada joint 3:

Data bahan :

Direncanakan tendon menggunakan duct dengan masing-masing duct berisi strand

$$\begin{aligned}
 f_{pu} &= \frac{0,25 \times 270000 \times 1,022}{A} \\
 &= \frac{250000}{143,3} \\
 &= 1743 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_{py} &= 0,85 \times f_{pu} \\
 &= 0,85 \times 1743 \\
 &= 1483,25 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{ps} &= \text{Jumlah strand} \times A_{strand} \\
 &= ((6 \times 27) + (10 \times 27)) \times 143,3 \text{ mm}^2 \\
 &= 61905,6 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d_b &= y_b + e \\
 &= 1622 + 1153 \\
 &= 2775 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \times d_b} = \frac{61905,6}{5500 \times 2775} = 3,965 \times 10^{-4}$$

$$\gamma_s = \frac{f_{ps}}{f_{pu}} = \frac{1483}{1743} = 0,85 \quad \text{maka diambil nilai } 0,4$$

$$\begin{aligned}
 f_{cs} &= f_{pu} \left( 1 - \frac{\rho}{\rho_1} \times \left( 1 - \gamma_s \times \frac{f_{pu}}{f_c} \right) \right) \\
 &= 1743 \left( 1 - \frac{0,4}{0,65} \times \left( 3,37 \times 10^{-4} \times \frac{1743}{60} \right) \right) \\
 &= 1718,875 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

- Keseimbangan aksial

$$T_p = C$$

$$A_{ps} \times f_{ps} = 0,85 \times f_c' \times b \times a$$

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{f_{ps} \times f_{ps}}{f_{ps} \times f_{ps} \times h} \\
 &= \frac{A_{ps} \times f_{ps}}{f_{ps} \times f_{ps} \times h} \\
 &= \frac{11007,3 \times 1719,88}{11007,3 \times 1719,88 \times 7000} \\
 &= 78,24 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Keseimbangan statik tahanan

$$\begin{aligned}
 M_n &= T_p \left( d_f - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 61905,6 \times 1718,88 \times \left( 2775 - \frac{78,24}{2} \right) \\
 &= 290.971.291.300 \text{ Nm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi \times M_n &= 0,9 \times 290.971.291.300 \\
 &= 261.874.162.100 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Dari hasil analisa struktur dengan pola pembebanan berfaktor (1,3D + 1,8 L) didapat momen maksimal pada joint sebesar Nmm

Syarat:

$$\begin{aligned}
 M_u &< \phi \times M_n \\
 178.756.107.543 \text{ Nmm} &< 261.874.162.100 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

#### 5.20.4. Kontrol Lendutan

Batas lendutan yang terjadi diatur pada persyaratan SNI T-12-2004 pada kombinasi jembatan tidak boleh dari  $y = L/800$  dimana L adalah panjang bentang yang ditinjau.

Kontrol lendutan dilakukan pada saat transfer dimana beban belum bekerja, dan juga pada saat service setelah beban luar bekerja. Lendutan yang terjadi pada struktur jembatan diakibatkan oleh :

- Beban hidup (UDL+KEL)
  - Gaya prategang
- Dari hasil analisa dengan program midas civil didapat lendutan maximum pada saat service yaitu sebesar mm.

Tabel 5 57 Lendutan maksimal ditengah bentang

Node	Load	DX (mm)	DY (mm)	DZ (mm)	RX ([rad])	RY ([rad])	RZ ([rad])
33	SNI t02(all)	-0,32	-0,34	-7,87	1,4,E-04	1,9,E-04	-4,0,E-06
34	SNI t02(all)	-0,31	-0,34	-8,20	1,5,E-04	1,5,E-04	-4,0,E-06
35	SNI t02(all)	-0,31	-0,34	-8,34	1,5,E-04	1,2,E-04	-4,0,E-06
36	SNI t02(all)	-0,31	-0,34	-8,35	1,5,E-04	-1,0,E-04	4,0,E-06
37	SNI t02(all)	0,31	-0,34	-8,34	1,5,E-04	-1,2,E-04	4,0,E-06

Lendutan pada tengah bentang adalah,

$$8,35 \text{ mm} < \frac{L}{800} = 112,5 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

***“Lembar Ini Sengaja Dikosongkan”***

## BAB VI

### PERENCANAAN STRUKTUR BANGUNAN BAWAH

Perencanaan bawah dalam pengerjaan tugas akhir ini meliputi elastomer, *pier head*, kolom (pilar) jembatan, perencanaan pondasi dan *pile cap* (*poer*). Sebelum menganalisa perencanaan struktur bangunan bawah, terlebih dahulu akan menganalisa beban gempa yang bekerja pada bangunan bawah jembatan.

#### 6.1 Perhitungan bantalan elastomer berlapis

Perhitungan bantalan elastomer berlapis berdasarkan daya layan mengacu pada Surat Edaran Kementerian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat Nomor : 10/SE/M/2015 Tentang Pedoman Perancangan Bantalan Elastomer Untuk Perletakan Jembatan (Metode AASHTO LRFD Bridge design Specification 4<sup>th</sup> Edition 2007)

Diketahui:

Beban mati (DL) + Beban Hidup (LL)	: 38.468,56 kN
Perpindahan memanjang jembatan	: 100 mm
Rotasi	: 0,005 rad
Lebar Girder	: 5000 mm
Data Fisik Elastomer	
Hardness	: 55 Shore A
Modulus Geser (G)	: 0,7 – 0,91 MPa
Batas Tegangan Delaminasi	: 7 MPa

## Perhitungan

1. Luas area elastomer yang diperlukan

$$\text{Aperlu} > \frac{38.100.750}{4.121.571} \text{ mm}^2$$

2. Asumsikan dimensi-dimensi dalam perletakan elastomer berdasarkan perhitungan luas di atas:

$$\text{Lebar (W)} : 750$$

$$\text{Panjang (L)} : 750$$

$$\text{Tebal Lapisan (h}_i\text{)} : 20 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal lapisan penutup} : 4 \text{ mm}$$

$$\text{Jumlah Lapisan} : 12 \text{ buah}$$

$$\text{Fy Pelat} : 240 \text{ MPa}$$

3. Hitung Shape factor/factor bentuk

$$S = \frac{A}{A_p - A_s}$$

$$A_p = 2(L + W)$$

$$S = \frac{750 \times 750}{2 \times 20 + (750 + 750)}$$

$$4 < 9,375 \leq 12$$

OK

4. Cek tegangan izin

Tegangan yang harus di tahan oleh semua elastomer

$$\frac{10.416}{2} = \frac{38.100.750}{2} = 19.234.280$$

$$\sigma = \frac{P_{00} + P_{10}}{A} = \frac{12.54.100}{2.121.571} = 4,67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{10} = \frac{P_{11}}{A} = \frac{1.500.000}{2.121.571} = 1,12 \text{ MPa}$$

Bantalan dengan deformasi geser tidak dikekang.

$$\sigma_s \leq 7 \text{ MPa}$$

$$4,67 \text{ MPa} \leq 7 \text{ MPa} \quad (\text{OK})$$

$$\sigma_s \leq 1 \text{ GS}$$

$$4,67 \text{ MPa} \leq 1 \times 0,7 \times 9,375 = 6,56 \text{ MPa} \quad (\text{OK})$$

Bantalan dengan deformasi geser dikekang.

$$\begin{aligned} A\sigma_s &\leq 7,7 \text{ MPa} \\ 4,67 \text{ MPa} &\leq 7,7 \text{ MPa} \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_s &\leq 1,1 \text{ GS} \\ 4,67 \text{ MPa} &\leq 1,1 \times 0,7 \times 9,375 = 7,22 \text{ MPa} \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

##### 5. Cek Deformasi Geser

Total Deformasi geser Rencana  $\Delta s = 100 \text{ mm}$

Deformasi ijin =  $2 \Delta s = 200 \text{ mm}$

Ketebalan total elastomer

$h_{\pi} = (\text{jumlah tebal lapisan internal} + \text{jumlah tebal cover})$

$$h_{\pi} = (20 \text{ mm} \times 12) + (2 \times 4 \text{ mm}) = 248 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} h_{\pi} &\geq 2 \Delta s \\ 248 \text{ mm} &\geq 200 \text{ mm} \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

##### 6. Cek torsi

$$\begin{aligned} \sigma_s &\geq 0,5 \text{ GS} \left( \frac{h}{h_{\pi}} \right)^2 \frac{h_{\pi}}{r} \\ \sigma_s &\geq 0,5 \times 0,7 \times 9,375 \left( \frac{75,41}{248} \right)^2 \frac{248}{12} \\ 4,67 \text{ MPa} &\geq 3,83 \text{ MPa} \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_s &\geq 0,5 \text{ GS} \left( \frac{h}{h_{\pi}} \right)^2 \frac{h_{\pi}}{r} \\ \sigma_s &\geq 0,5 \times 0,7 \times 8,75 \left( \frac{75,41}{248} \right)^2 \frac{248}{12} \\ 4,67 \text{ MPa} &\geq 3,85 \text{ MPa} \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$



## 7. Cek Stabilitas

$$H \leq \frac{L}{3}$$

$$248 \text{ mm} < \frac{750}{3} = 250 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

$$H \leq \frac{H'}{3}$$

$$248 \text{ mm} < \frac{750}{3} = 250 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

$$h_{\text{cover}} < 0,7 h_d$$

$$4 \text{ mm} < 0,7 \times 20 = 14 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

## 8. Menentukan Tebal plat

Kondisi kuant

$$h_s \geq \frac{5 \times 0,0025 \times 0,5}{f_s}$$

$$h_s \geq \frac{3 \times 20 \times 1,57}{210}$$

$$h_s \geq 1,167 \text{ mm}$$

Kondisi lentik

$$h_s \geq \frac{5 \times 0,0025 \times 0,5}{f_s}$$

$$h_s \geq \frac{2 \times 20 \times 1,12}{210}$$

$$h_s \geq 0,186 \text{ mm}$$

Tebal plat baja yang digunakan adalah 3 mm

## 9. Hasil Perhitungan

Sifat fisik:

Mutu pelat baja ( $f_y$ ) = 240 MPa

Mutu elastomer (G) = 0,7 MPa

Geometri:

Dimensi bantalan = L x W x H

= 750 mm x 750 mm x 248 mm

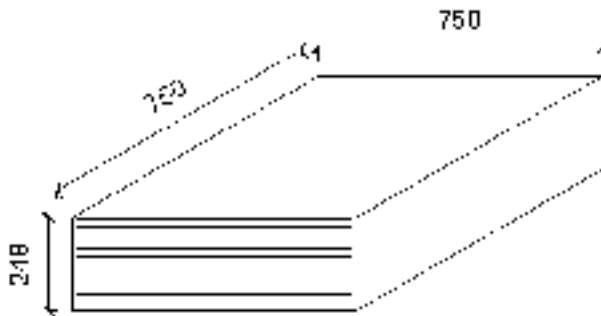
Tebal cover atas = 4 mm

Tebal cover bawah = 4 mm

Tebal lapisan internal = 20 mm

Jumlah lapisan = 12 buah

Tebal pelat baja = 3 mm



Gambar 6 1 Isometri Rencana Elastomer

## 6.2 Perencanaan Abutment

Abutment / pangkal jembatan sebagai bangunan bawah jembatan berfungsi untuk meneruskan beban-beban bangunan atas jembatan ke tanah dan memikul beban tersebut dengan kuat dan stabil.

### 6.2.1. Pembebanan Struktur Abutment /Pangkal jembatan

#### 1. Akibat bangunan atas bekerja

##### a. Beban Mati Akibat Struktur Atas

Beban akibat struktur atas jembatan termasuk didalamnya beban mati struktur primer (beban box girder), maupun struktur sekunder (Parapet, perkerasan lalu lintas maupun komponen pendukung jembatan lainnya seperti lampu penerangan jalan). Beban-beban tersebut disalurkan melalui perletakan pada abutment. Perhitungan beban mati dilakukan dengan bantuan midas civil, didapatkan nilai sebagai berikut :

Tabel 6 1 Output Gaya Aksial Akibat Beban Mati

Node	Load	Stage	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN·m)	MY (kN·m)	MZ (kN·m)
78	Dead Load	CS18	0	0	1.200	0	0	0
79	Dead Load	CS18	0	0	1.471	0	0	0

$$\begin{aligned} \text{Beban mati} &= w t &= 1471 \text{ kN} \\ &&= 147,1 \text{ ton} \end{aligned}$$

##### b. Beban Hidup (dari bangunan atas)

Beban hidup yang diterima abutment akibat lalu lintas adalah sebagai berikut,

Tabel 6 2 Output Gaya Aksial Akibat Beban Hidup

Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN·m)	MY (kN·m)	MZ (kN·m)
78	Live load	0	0	1.731	0	0	0
79	Live load	0	0	3.106	0	0	0

$$\begin{aligned}\text{Beban hidup} &= R_l = 3106 \text{ kN} \\ &= 310,6 \text{ ton}\end{aligned}$$

c. Beban Angin Kendaraan

Beban angin yang diterima abutment akibat angin yang mengenai kendaraan adalah sebagai berikut,

Tabel 6 3 Output Gaya Aksial Akibat Angin Kendaraan

Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN·m)	MY (kN·m)	MZ (kN·m)
78	Angin Kendaraan	0	0	26	0	0	0
79	Angin Kendaraan	0	0	26	0	0	0

$$\begin{aligned}\text{Beban angin} &= W = 26 \text{ kN} \\ &= 2,6 \text{ ton}\end{aligned}$$

d. Beban Rem

Beban Rem yang diterima abutment akibat gaya saat kendaraan melakukan pengereman adalah sebagai berikut,

Tabel 6 4 Output Gaya Aksial Akibat Rem

Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN·m)	MY (kN·m)	MZ (kN·m)
78	Gaya Rem	0	0	51	0	0	0
79	Gaya Rem	0	0	-51	0	0	0

$$\text{Beban rem} = R = 51 \text{ kN}$$

$$= 5.1 \text{ ton}$$

2. Akibat bangunan bawah bekerja pada titik berat Abutment (Reaksi Perletakan)

a. Beban gempa pada massa tanah di belakang abutment

$$\Delta P_G = 0,5 \cdot \gamma_t \cdot H^2 \cdot \Delta K_{ag}$$

$\Delta P_G = \Delta P_G$  = tekanan tanah dinamik akibat gempa oleh tanah dibelakang abutment

$\gamma_t$  = berat volume tanah (t/m<sup>3</sup>)

H = tinggi tembok penahan tanah

$\Delta K_{ag}$  = Tambahan koefisien tekanan tanah dinamik

$K_a$  = koefisien tekanan tanah aktif normal

$K_{ag}$  = koefisien tekanan tanah aktif dinamik

$$K_{ag} = \frac{\cos^2(\alpha - \beta - \theta)}{\mu \cos^2 \beta \cos \theta \cos(\delta + \beta + \theta)}$$

$\alpha$  = sudut kemiringan dari timbunan (°)

$\beta$  = sudut kemiringan tepi belakang tembok (°)

$\delta$  = sudut geser tembok rencana (°)

$\theta$  = sudut geser dalam tanah (°)

$\theta$  = koefisien gempa =  $\tan^{-1} K_h$

$K_h$  = koefisien gempa horizontal

Data-data perencanaan

$\alpha = 0$  (urugan datar)

$\beta = 0$  (kemiringan tembok = tidak ada)

$\delta = 0$  (permukaan licin)

$K_h = 0,21 \rightarrow$  zona gempa 2, tanah lunak

$\theta = \tan^{-1} 0,21 = 11,86^\circ$

$\theta = 25^\circ$  ( hasil analisis data tanah timbunan b3)

H = 5m

$$\gamma_1 = 1,7 \text{ t/m}^3$$

$$\mu = \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin(2\theta + 0,3 \cdot \sin(2\theta - 0 - 11,8^\circ))}{\cos(0 - 0 - 11,8^\circ) \cdot \cos(0 - 0)}} \right) \cdot 1,725$$

$$K_{ag} = \frac{\cos^2(2\theta - 0 - 11,8^\circ)}{1,725 \cdot \cos(0 - 0 - 11,8^\circ) \cdot \cos^2(0 - 0 - 11,8^\circ)} \quad 0,57$$

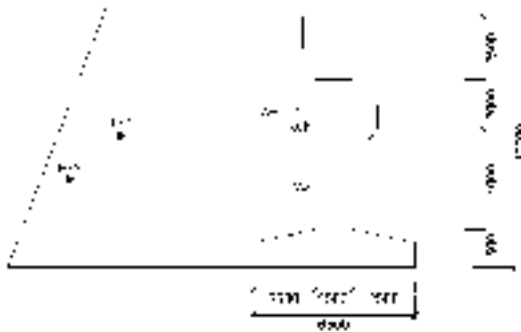
$$K_a = \tan^2(45^\circ - \theta/2) = \tan^2(45^\circ - 25^\circ/2) = 0,406$$

$$\Delta K_{ag} = K_{ag} - K_a = 0,574 - 0,406 = 0,168$$

$$T_{ag} = 0,5 \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot \Delta K_{ag} = 0,5 \cdot 1,7 \cdot 5^2 \cdot 0,168 = 3,57 \text{ t/m}$$

$$T_{ag \text{ total}} = 3,57 \text{ t/m} \cdot 10 \text{ m} = 35,7 \text{ ton}$$

#### b. Beban Tekanan Tanah Horisontal



Gambar 6 2 Preliminary Abutment

- Tinggi Abutment  $H = 10 \text{ m}$
- Lebar Abutment  $B \approx 60\% \times H \approx 0,6 \times 10 \text{ m} \approx 6,5 \text{ m}$
- Tebal Abutment  $t_{\max} \approx 15\% \times H \approx 0,15 \times 5 \text{ m} \approx 1,5 \text{ m}$

- Seluruh Tanah Asli di belakang abutment diganti dengan tanah timbunan  $H = 10 \text{ m}$  dengan parameter tanah sebagai berikut:

$$\gamma_t = 1,7 \text{ t/m}^3 \qquad \gamma_{\text{sat}} = 1,85 \text{ t/m}^3$$

$$\phi = 25^\circ ,$$

$$C = 2 \text{ t/m}^2$$

MAT di elevasi – 5,00 m dari dasar abutment

Beban Lalu Lintas pada Oprit Jembatan dianggap beban merata  $q$  ( $\text{t/m}^2$ ) yang besarnya diambil sama dengan tanah timbunan (tanah sirtu) setebal 60 cm

$$q = \gamma_t \cdot H \cdot (1 + \text{DLA})$$

$$\text{DLA} = 0,4 - 0,0025(90-50)$$

$$= 0,3$$

$$q = 1,7 \text{ t/m}^3 \cdot 0,6 \text{ m} \cdot (1 + 0,3)$$

$$= 1,42 \text{ t/m}^2$$

$$K_a = \tan^2 (45^\circ - \phi/2) = \tan^2 (45^\circ - 25^\circ/2) = 0,406$$

Tekanan Tanah Horisontal

$$\sigma'_{ha} = \sigma'_v K_a - 2C (K_a)^{0,5} , \text{ karena } C = 0 ;$$

$$\sigma'_{ha} = \sigma'_v K_a$$

Gaya Dorong Tanah Horisontal

$$P_a = \gamma \times H^2 \times K_a \text{ (PERSEGI)}$$

$$Pa = 0.5 \times \gamma \times H^2 \times Ka \text{ (SEGITIGA)}$$

- a. Layer 1 (Kedalaman 0,00 m – -10 m)

$$\begin{aligned} Ka &= \tan^2(45^\circ - \phi/2) \\ &= \tan^2(45^\circ - 25^\circ/2) \\ &= 0,406 \end{aligned}$$

- Akibat beban lalu lintas untuk tanah dibawahnya

$$\begin{aligned} Pa1 &= H_{abutment} \times (H_{0,6} \times \gamma_t \times Ka) \\ &= 10 \text{ m} \times (0,6 \text{ m} \times 1,7 \text{ t/m}^3 \times 0,406) \\ &= 4,139 \text{ t/m} \end{aligned}$$

- Akibat tanah pada Layer 1

$$\begin{aligned} Pa2 &= \frac{1}{2} H_{abutment} \times (H_{abutment} \times \gamma_t \times Ka) \\ &= \frac{1}{2} \times 10 \text{ m} \times (10 \text{ m} \times 1,7 \text{ t/m}^3 \times 0,406) \\ &= 34,49 \text{ t/m} \end{aligned}$$

- Jumlahan Gaya Tanah Horizontal

$$\begin{aligned} \Sigma pa &= Pa1 + Pa2 \\ &= 4,139 + 34,49 \\ &= 42,38 \text{ t/m} \end{aligned}$$



Momen pada titik O (Dasar Abutment)

$$\begin{aligned}
 M_o &= (Pa1 \times \frac{1}{2} H_{tot}) + (Pa2 \times (\frac{1}{3} \times H_1 + H_2)) \\
 &= (4,139 \times 0,5 \times 10) + (34,49 \times (\frac{1}{3} \times 10)) \\
 &= 135,69 \text{ tm/m}
 \end{aligned}$$

Lebar Abutment = 5 m

$$\Sigma M_{Guling} = 380,378 \text{ tm/m} \times 5 \text{ m} = 678,45 \text{ tm}$$

c. Beban akibat pengaruh temperatur

Temperatur maksimum rata – rata  $T_{max} = 45^\circ\text{C}$ , temperatur minimum rata – rata  $T_{min} = 15^\circ\text{C}$

$$\Delta T = \frac{(T_{max} - T_{min})}{2} = 15^\circ\text{C}$$

Koefisien muai panjang baja  $\alpha = 12^{-5}/^\circ\text{C}$

Panjang bentang  $L = 90 \text{ m}$

Kekuatan geser  $K = 1500 \text{ kN/m}$

Gaya akibat temperatur

$$\begin{aligned}
 T_m &= \alpha \times \Delta T \times K \times L/2 \\
 &= 12^{-5} \times 15 \times 1500 \times 90/2 \\
 &= 4,069 \text{ kN} = 0,4069 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$Y_m = 5 \text{ m}$$

Momen akibat temperatur

$$\begin{aligned}
 &= T_m \times Y_m \\
 &= 1,485 \times 5 \\
 &= 7,425 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

d. Beban sendiri abutment



Gambar 6 3 Pembagian segmen abutmen

1. Perhitungan Berat Sendiri Abutment

Berat Sendiri Abutment =  $P \times l \times t \times \text{BJ Beton Bertulang}$

$$\gamma_{\text{Beton}} = 2.4 \text{ t/m}^3$$

Tabel 6 5 Berat sendiri abutment

Segmen	Lebar (m)	Tinggi (m)	Panjang (m)	Berat (ton)
1	0,5	2	5	12
2	0,5	3,25	5	19,5
3	1,5	1	5	9
4	1	2	5	24
5	1	1	5	6
6	1,5	7,5	5	135
7	2,5	1,5	5	37,5
8	2,5	1,5	5	37,5
			$W_{\text{Total}}$	280,5

## 2. Perhitungan Tanah Timbunan di Belakang Abutment

$$\text{Berat Tanah Timbunan} = P \times l \times t \times \gamma_{\text{Tanah}}$$

$$\gamma_{\text{Timbunan}} = 1,7 \text{ t/m}^3$$

Segmen	Lebar (m)	Tinggi (m)	Panjang (m)	Berat (ton)
W9	1,5	9	5	114,75
W10	1	1,5	5	6,38
W11	1	4	5	17
			W <sub>Total</sub>	138,13

## 3. Perhitungan Berat Pelat Injak Baja

$$\text{Berat Pelat Injak} = P \times l \times t \times \gamma_{\text{Baja}}$$

$$\gamma_{\text{Baja}} = 7,85 \text{ t/m}^3$$

Segmen	Lebar (m)	Tinggi (m)	Panjang (m)	Berat (ton)
12	4	0,25	5	39,25
			W <sub>Total</sub>	39,25

**6.3 Kontrol Stabilitas Abutment**

## 6.3.1. Data Tanah Urug

Tanah Urug Menggunakan pasir dengan data :

$$\gamma_t = 1.7 \text{ t/m}^3 \quad \gamma_{\text{sat}} = 1.85 \text{ t/m}^3 ,$$

$$\phi = 25^\circ \quad C_u = 2 \text{ t/m}^2 ;$$

$$\text{Tinggi Urugan Total } H_{\text{Total}} = 10 \text{ m}$$

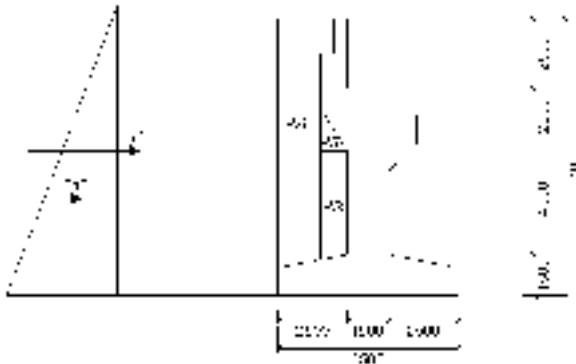
$$\text{Lebar Dasar Pondasi } B = 6,5 \text{ m}$$

Pada sub-bab sebelumnya telah dihitung besarnya tekanan tanah horizontal aktif  $P_a$  sebagai berikut :

$$1. \quad P_{a1} = 4,14 \times 5 = 39,15 \quad \text{ton}$$

$$2. \quad P_{a2} = 34,49 \times 5 = 342,27 \quad \text{ton}$$

### 6.3.2. Menghitung gaya berat pada dasar abutment



Gambar 6 4 Gaya berat abutment

$$W1 = 12 \quad \text{ton}$$

$$W2 = 19,5 \quad \text{ton}$$

$$W3 = 9 \quad \text{ton}$$

$$W4 = 24 \quad \text{ton}$$

$$W5 = 6 \quad \text{ton}$$

$$W6 = 135 \quad \text{ton}$$

$$W7 = 37,5 \quad \text{ton}$$

$$W8 = 37,5 \quad \text{ton}$$

$$W9 = 114,75 \quad \text{ton}$$

$$W10 = 6,38 \quad \text{ton}$$

$$W11 = 17 \quad \text{ton}$$

$$W12 = 39,25 \quad \text{ton}$$

Mencari Nilai Momen yang Bekerja untuk Kontrol Guling dan Kontrol Ambles

	Gaya (ton)		Lengan untuk K.Guling (m)	Momen KG (tm)	Lengan untuk K.Ambles (m)	Momen KA (tm)
	H	V				
Pa1	20,70		5,25	109	5,25	108,7
Pa2	172,49		3,5	603,715	3,5	603,7

	Gaya (ton)		Lengan untuk K.Guling (m)	Momen KG (tm)	Lengan untuk K.Ambles (m)	Momen KA (tm)
	H	V				
W1		12	4,75	-57,0	1,75	21,0
W2		19,5	4,25	-82,9	0,75	14,6
W3		9	4,3	-38,7	1,5	13,5
W4		24	2	-48,0	0	0,0
W5		6	2,25	-13,5	0	0,0
W6		135	3,25	-438,8	3	405,0
W7		37,5	5,5	-206,3	3	112,5
W8		37,5	1,25	-46,9	2	75,0

### 6.3.3. Kontrol terhadap guling

Kontrol terhadap guling (*overtuning*)

$$\Sigma M_{\text{guling}} = 219,6 \text{ tm}$$

$$\Sigma W_i \cdot x_i = 641,6 \text{ tm}$$

$$SF = \frac{\Sigma W_i \cdot x_i}{\Sigma M_{\text{guling}}} \geq 1,5$$

$$SF = \frac{641,6}{219,6} = 2,92 \geq 1,5 \rightarrow \text{OK!}$$

### 6.3.4. Kontrol terhadap geser

Faktor keamanan terhadap geser

$$SF = \frac{a \cdot b + W \cdot \tan \delta}{P} \geq 1,5$$

Dimana :

a = Karakteristik adhesi antara tanah dengan abutment

$$= (0,5 - 0,7) C \rightarrow C = 2$$

$$= 0,6 \times 2 = 1,2 \text{ kg/cm}^2 = 12 \text{ t/m}^2$$

b = Lebar pondasi = 9 m

W = Komposisi vertikal dari R

$$= W_{t(\text{dead load})} + W_{\text{abutment} + \text{tanah}}$$

$$W_{t(\text{dead load})} = \text{output midas civil}$$

$$W_{\text{abutment} + \text{tanah}} = 731,7 + 204,6$$

$$= 112 + 936,34$$

$$= 1048,34 \text{ ton}$$

$$P = \text{Komposisi horizontal dari R (} \Sigma E_a \text{ tanah)}$$

$$= 381,4 \text{ ton}$$

$$\delta = \text{Faktor lekatan/hambatan antara tanah dan pondasi}$$

$$= 25^0$$

$$SF = \frac{(12 \times 9) + 1048,34 \times \tan 25}{381,4}$$

$$= 1,564 \geq 1,5 \rightarrow \text{OK!}$$

#### 6.3.5. Kontrol terhadap daya dukung

$$\Sigma \text{ Momen} = \Sigma \text{ Momen}_{\text{penahan}} - \Sigma \text{ Momen}_{\text{guling}}$$

$$= 2460,6 - 1403,5 = 1057,1 \text{ tm}$$

$$\Sigma W_{\text{total}} = W_{\text{Dead Load}} + W_{(\text{abutment} + \text{tanah})}$$

$$= 1048,34 \text{ t}$$

Tegangan tanah :

$$q_{\text{adm}} = \frac{V}{A} = \frac{1048,34}{7 \times 9} = 16,64 \text{ t/m}^2$$

Cek daya dukung tanah :

Lapisan tanah di dasar pondasi pada kedalaman – 8 m Lanau Kelempungan

$$G_s = 2,627 \dots\dots\dots (\text{data tanah BH1})$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 1,683 \text{ t/m}^3$$

$$\phi = 0^\circ \dots\dots\dots (\text{data tanah BH1})$$

$$C = 0,05 \text{ kg/cm}^2 = 0,5 \text{ t/m}^2 \dots\dots\dots (\text{data tanah BH1})$$

Untuk  $\phi = 0^\circ$  didapat :

$$N_c = 5,7; N_\gamma = 0,0; N_q = 1,0 \quad (\text{Terzaghi})$$

$$\begin{aligned} q_L &= 1,3 c N_c + p_o N_q + 0,4 \gamma B N_\gamma \\ &= 1,3 \times 0,05 \times 5,7 + 10,5 \times 1,68 \times 1 + 0,4 \times 1,68 \times 7 \times 0 \\ &= 0,371 + 17,672 + 0 \\ &= 18,043 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$SF = \frac{q_L}{q_{\text{adm}}} = \frac{18,043}{16,64} = 1,08$$

$$= 1,08 < 3 \rightarrow \text{Not OK} \dots\dots (\text{Perlu pondasi tiang})$$



#### 6.4 Penulangan Abutment

Pada perencanaan penulangan, abutment akan dibagi menjadi beberapa segmen ditinjau dari perilaku pembebanan yang bekerja pada segmen tersebut.

Pembagian segmen abutment adalah sebagai berikut,



Gambar 6 5 Segmen Abutment

##### 6.4.1. Penulangan Segmen 1 (Back wall)

Dimensi

Tebal = 0,5 m

Tinggi = 4,5 m

Momen ultimit = 2204,01 kNm

Gaya geser ultimit = 1590,5 kN

##### a. Penulangan lentur

Mutu beton ( $f_c$ ) = 35 MPa

Mutu baja ( $f_y$ ) = 390 Mpa

Selimut beton = 70 mm

Mod. elastisitas = 200.000 MPa

$\beta_1$  = 0,85

$\rho_b$	= 0,028069		
$R_{max}$	= 6,6241		
Reduksi Lentur	= 0,8		
Reduksi geser	= 0,6		
Tebal efektif (d)	= 430 mm		
Momen nominal	= 2755,01 kN		
$R_n$	= 3,311		
	$R_n < R_{max}$		OK
Perhitungan rasio tulangan			
$\rho$ perlu	= 0,00928036		
$\rho$ min	= 0,00358974		
$\rho$ pakai	= 0,00928036		
As perlu	= 17.957 mm <sup>2</sup>		
Digunakan Tulangan			
Dia. tulangan	= 22 mm		
Jumlah tulangan	= 48 buah		
Jarak tulangan	= 180 mm		
D22 – 180			

b. Penulangan Geser

$V_u$	= 1.590.500 N	
$V_c$	= 8.062.500 N	
$\phi V_c$	= 4.837.500 N	
$\phi V_c$	>	$V_u$

Dipasang tulangan geser minimum

Diambil kebutuhan As untuk tulangan geser minimum adalah 50% tulangan lentur.

$$As_{geser} = 50\% \times 17.957 = 8978,5 \text{ mm}^2$$

Dia. tulangan = 16 mm

Jarak tulangan = 250 mm

D16 – 250 mm

#### 6.4.2. Penulangan Segmen 2 (Breast wall)

Dimensi

b = 0,5 m

h = 4,5 m

Momen ultimit = 247085,8 kNm

Pu Ultimit = 15829 kN

##### a. Penulangan lentur

Mutu beton ( $f_c$ ) = 25 MPa

Mutu baja ( $f_y$ ) = 390 Mpa

Selimut ( $d'$ ) = 100 mm

$h' = h - 2d'$  = 480 MPa

$h'/h$  = 0,85

Untuk perencanaan tulangan dan control kapasitas penampang, dilakukan trial and error menggunakan PCA Column. Diperoleh hasil sebagai berikut



Gambar 6 6 Analisa PCA column untuk segmen 2

Dimensi terpakai

b	= 1,5 m
h	= 5 m
Dia. tulangan	= 29 mm
As perlu	= 17.957 mm <sup>2</sup>
Jarak tulangan	= 100 mm
D29 – 100	

b. Penulangan Geser

Pu	= 15.829,37 kN
Mu	= 24.708,8 kNm
Mutu beton (fc)	= 25 MPa
Mutu baja (fy)	= 390 Mpa
Factor reduksi	= 0,6 mm
As longitudinal	= 83225,5 mm <sup>2</sup>
Lebar abutment	= 5000 mm
Tinggi abutment	= 6000
Tebal abutment	= 1500 mm
Selimut	= 100 mm
Vu = Mu/l	= 4.118.133 N
D= h – d'	= 1400 mm
Vc max	= 35.000.000 N
Ø Vc max	= 21.000.000 N > Vu
$\beta_1 = 1,4 - d/2000$	= 0,7 < 1
maka dipakai $\beta_1$	= 0,7
$\beta_2$	= 1,00646
$\beta_3$	= 1
Vuc	= 2688699,16
Vc	= 6.888.699
Ø Vc	= 4.133.219,49
Ø Vc	> Vu

Dipasang tulangan geser minimum

Diambil kebutuhan As untuk tulangan geser minimum adalah 50% tulangan lentur.

$$\text{As geser} = 50\% \times 83.225,5 = 41612,75 \text{ mm}^2$$

Dia. tulangan = 16 mm

Jarak tulangan = 200 mm

D16 – 200 mm

## 6.5 Analisa Daya Dukung Pondasi Abutment

Rencana pondasi abutment yang akan di pakai adalah tipe Bored Pile. Pertimbangan dalam memilih pondasi bored pile karena tipe pondasi ini dapat menahan gaya horizontal lebih baik bila di dibandingkan pondasi tiang pancang. Sehingga cocok digunakan pada pondasi abutment yang menerima gaya horizontal akibat tekanan tanah timbunan.

Pemancangan tiang didalam tanah kohesif, biasanya akan mengakibatkan kenaikan permukaan tanah di sekitar tiang, yang diikuti oleh konsolidasi tanah. Deformasi akibat pemancangan dapat mempengaruhi struktur di dekatnya dan dapat mengakibatkan tiang yang dipancang lebih dahulu terangkat ke atas akibat pemancangan tiang sesudahnya. Dalam kondisi ini, pemancangan ulang dibutuhkan dan mungkin dapat dipertimbangkan untuk menggantinya dengan jenis tiang bor. (Christadi, Harry, "Teknik Fondasi 2")

Dalam analisa pondasi, gaya-gaya yang bekerja seperti akibat beban mati struktur atas, beban lalu lintas serta aksi lingkungan lain pada struktur atas diperoleh dari output Midas Civil. Untuk gaya akibat tekanan lateral tanah serta momen guling abutment diperoleh dari perhitungan beban yang telah dilakukan sebelumnya.

Tabel Gaya-gaya serta momen yang bekerja disajikan seperti di bawah ini

Tabel 6 6 Gaya serta momen akibat struktur atas

Node	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN·m)	MY (kN·m)	MZ (kN·m)
80	0,00	-157,71	944,01	679,27	0,00	0,00
81	0,00	-157,71	1095,55	679,27	0,00	0,00

Tabel 6 7 Gaya Tekanan tanah lateral

No	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN·m)	MY (kN·m)	MZ (kN·m)
1	3814,27	0,00	9363,38	5868,74		

Sehingga gaya serta momen total yang bekerja pada abutment adalah sebagai berikut,

Tabel 6 8 Gaya dan momen total

No	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN·m)	MY (kN·m)	MZ (kN·m)
1	3814,27	-157,71	10458,92	6548,01	0,00	0,00

#### 6.5.1. Preliminary Pondasi

Diameter tiang ( $D_s$ ) :

$$D_s = 2,257 \sqrt{\frac{120}{1,1}}$$

$$D_s = 2,257 \sqrt{\frac{10458,92}{35000}}$$

$$D_s \approx 1,23 \text{ m} \quad \text{dipakai } D_s = 0,8 \text{ m}$$

Jika tiang berada pada tanah lempung

Di coba diameter dasar pondasi ( $D_b$ ) =  $3D_s = 0,8$

Perhitungan daya dukung tiang di hitung dengan rumus :

$$Q_u = Q_e + Q_f$$

Dimana untuk jenis tanah liat,

$$Q_e = A_p \cdot C_u \cdot N_c$$

$$Q_f = \alpha \cdot C_u \cdot p \cdot \Delta l$$

Diketahui data tanah sebagai berikut:

Kedalaman rencana = 20 m

$$C_u = 93 \text{ kN/m}^2$$

$$N_c = 9$$

$$\alpha = 0,4$$

$$Q_w = 13.458,92 \text{ kN}$$

$$SF = 4$$

$$p = \pi \times 0,8 \times 2,51 \text{ m}$$

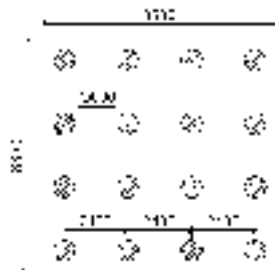
$$A_p = \frac{1}{4} \times \pi \times 2,4^2 = 4,52 \text{ m}^2$$

Dicoba dimensi tiang sebagai berikut

$$\text{Dia.} = 0,8 \text{ m}$$

$$\text{Pjg (l)} = 20 \text{ m}$$

$$\text{Jumlah} = 16 \text{ buah}$$



Gambar 6 7 Layout pondasi untuk abutmen

### 6.5.2. Cek daya dukung pondasi (1 tiang)

- a. Berdasarkan Uji Lab Kuat Dukung Tanah

$$Q_p = 4,52 \times 93 \times 9$$

$$Q_p = 3783,24 \text{ kN}$$

$$Q_s = 0,4 \times 93 \times 2,51 \times 20$$

$$Q_s = 1867,44 \text{ kN}$$

$$Q_u = 3783,24 + 1867,44$$

$$Q_u = 5650,68 \text{ kN}$$

$$SF = 3$$

$$Q_u = \frac{5650,68}{3} = 1883,56 \text{ kN}$$

- b. Berdasarkan Hasil Uji CPT

Tabel 6.9 Nilai conus berdasarkan Mayerhof

Kedalaman	Conus	Kedalaman	Conus
12	8	21	250
13	18	22	250
14	45	23	250
15	45	24	250
16	51	25	250
17	50	26	250
18	50	27	250
19	135	28	250
20	250		

$$\text{Nilai Conus rata-rata} = 156 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Nilai JHP} = 1000 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_u = \frac{156 \times 1 \times \pi \times 30^2}{3} + \frac{1000 \times \pi \times 30^2}{3}$$

$$Q_u = 341.805,28 \text{ kg} \quad 3418,05 \text{ kN}$$



c. Berdasarkan Kekuatan Bahan

$$f_c' = 35 \text{ MPa}$$

$$\text{Tegangan ijin} = 0,5 \times f_c \times 1000 = 10.500 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Luas penampang} = \frac{1}{4} \times \pi \times 0,8^2 = 0,503 \text{ m}^2$$

$$\text{Panjang tiang} = 20 \text{ m}$$

$$\text{Berat tiang} = 0,503 \times 20 \times 24 = 241,27 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Daya dukung} &= (0,503 \times 10.500) - 241,27 \\ &= 5040,23 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dipakai nilai daya dukung terkecil

$$Q_u = 1883,56 \text{ kN}$$

$$\text{Kebutuhan jumlah tiang} = \frac{Q_w}{Q_u} = \frac{10458,92}{1883,56} = 5,55 \quad 16 \text{ bh}$$

Di rencanakan menggunakan 16 buah tiang

### 6.5.3. Efisiensi Pile Group

$$V_o = 10458,92 \text{ kN}$$

$$M_{xo} = 6548,01 \text{ kNm}$$

$$\text{Jml tiang sb x} = 4$$

$$\text{Jml tiang sb y} = 4$$

$$\text{Jarak antar tiang} \text{ (Jarak)} = 2,4 \text{ m}$$

$$I_{group} = \frac{V_o}{n} + \frac{M_{yo}}{2xi} + \frac{M_{xo}}{2xi}$$

$$I_{yi} = 8 \times (3,6)^2 + 8 \times (1,2)^2 = 115,2$$

$$I_{xi} = 8 \times (3,6)^2 + 8 \times (1,2)^2 = 115,2$$

$$P_{max} = \frac{10458,92}{16} + \frac{6548,01 \times 3,6}{115,2} + \frac{6548,01 \times 1,2}{115,2}$$

$$P_{max} = 993,06 \text{ kN}$$

Effisiensi tiang ( $\eta$ )

$$\eta = 1 - \arctg \frac{Q}{S} \left[ \frac{(1 - 11,7 \cdot 10^{-4} \cdot 11,7 \cdot 10^{-4})}{90 \cdot 11,7 \cdot 10^{-4}} \right]$$

$$\eta = 1 - \arctg \frac{13,8}{2,2} \left[ \frac{(1 - 11,7 \cdot 10^{-4} - 11,7 \cdot 10^{-4})}{90 \cdot 11,7 \cdot 10^{-4}} \right]$$

$$\eta = 0,692$$

$$\begin{aligned} Q_{\text{tanggapan maksimum}} &= \eta Q_{\text{tanggapan awal}} \\ &= 0,692 \times 1383,56 \text{ kN} \\ &= 1303,42 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$1303,42 \text{ kN} > P_{\text{max}} = 993,06 \dots \dots \dots \text{OK}$$

#### 6.5.4. Cek daya dukung lateral

Direncanakan

Diameter = 0,8 m

Kedalaman = 20 m

Kontrol panjang tiang

$$L_1 = \left[ \frac{M_1}{1,5 \cdot 10^{-3}} + 2,25 \cdot D^2 \right]^{1/2}$$

$$L_1 = \left[ \frac{8348,01}{1,5 \cdot 10^{-3}} + 2,25 \cdot 0,8^2 \right]^{1/2} = 4,58 \text{ m}$$

$$L = 20 \text{ m} \qquad L_1 = 4,58 \dots \dots \text{control } L_2$$

$$f_1 = -(1,5 \cdot D) + \left[ 1,5 \cdot D^2 + \frac{M}{1,25 \cdot 10^{-3}} \right]^{1/2}$$

$$f_1 = -(1,5 \cdot 0,8) + \left[ 1,5 \cdot 0,8^2 + \frac{8348,01}{1,25 \cdot 10^{-3}} \right]^{1/2}$$

$$f_1 = 5,13 \text{ m}$$

$$g_2 = \left[ \frac{M}{2,25 \cdot 10^{-3}} \right]^{1/2} = \left[ \frac{8348,01}{2,25 \cdot 10^{-3}} \right]^{1/2} = 6,25$$

$$L_2 = 1,5D + f_2 + g_2$$

$$L_2 = 1,2 + 5,13 + 6,25 = 12,58 \text{ m}$$

Termasuk tinggi panjang

$$\frac{24}{250000} = \frac{2865440}{9111111} = 275,03$$

(dari grafik 4.10. Rekayasa Pondasi Tiang, Djoko Untung)

$$\frac{Q_1}{250000} = 62$$

$$\begin{aligned} Q_1 &= 62 \times C_u \times D^2 \\ &= 62 \times 0,3 \times 0,8^2 \\ &= 9641,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\frac{Q_1}{\gamma \times H} = \frac{9641,2}{3} = 1230,08 \text{ kN}$$

$$Q_1 \times \eta = 851,21 \text{ kN}$$

$$H \text{ lateral} = 2150 \text{ kN}$$

$$H/Q_1 = 2,52$$

Jadi, kebutuhan minimal pondasi untuk menahan gaya horizontal adalah 3 buah.

Jumlah terpasang adalah 16 buah, maka desain sudah mencukupi.

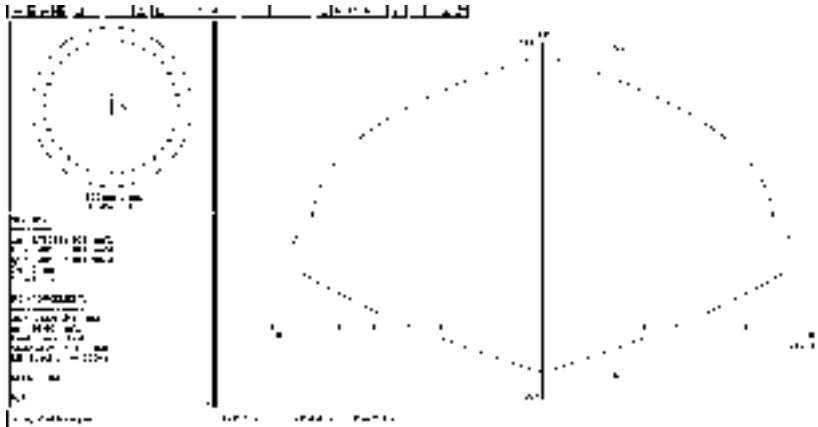
## 6.6 Penulangan pondasi Abutment

### a. Penulangan lentur

Karena bored pile mengalami kombinasi gaya aksial dan momen maka dianggap berperilaku seperti kolom. Di perencanaan ini diperoleh

$$P_u = 993,06 \text{ kN}$$

Dengan analisa menggunakan PCAColumn, seperti digambar diperoleh luas tulangan dan rasio tulangan 1,39 %. Rasio tulangan masuk syarat  $1\% < \% < 8\%$  maka tulangan bisa digunakan. Digunakan tulangan utama *borepile* tulangan **18 D22** dengan  $A_s = 6966 \text{ mm}^2$



Gambar 6 8 Analisa PCA column untuk Bored Pile

b. Penulangan geser

Perhitungan geser bor pile didasarkan atas momen dan gaya aksial untuk kombinasi beban yang menentukan dalam perhitungan tulangan aksial tekan dan lentur.

Panjang bor pile (L)	= 20 m
Diameter (D)	= 0,8 m
Luas Tulangan (As)	= 6966 mm <sup>2</sup>
Kuat tekan (fc)	= 35 MPa
Legangan leleh (fy)	= 390 MPa
Gaya aksial (Pu)	= 993,06 kN
ϕ geser	= 0,85

Gaya Geser = Vu	= 218,27 kN
Selimut beton	= 80 mm
Luas penampang tiang	= 0,503 m <sup>2</sup>

Tebal ekivalen penampang =  $h = \sqrt{A_g} = 0,709 \text{ m}$

Lebar ekivalen =  $b = h = 0,709 \text{ m}$

Tebal efektif =  $d = h - a' = 0,629 \text{ m}$

$$V_c = \left( 1 - \frac{f_c}{1,5 f_{cg}} \right) \sqrt{\frac{f_c}{1,5 f_{cg}}}$$

$$V_c = \left( 1 - \frac{0,993 \times 10^3}{14 \times 0,503 \times 10^3} \right) \sqrt{\frac{10^3}{14 \times 0,503 \times 10^3}} = 720.033,33 \text{ N}$$

$V_c > V_u$  Hanya perlu tul. Geser min  
digunakan diameter tulangan geser D13 dengan jarak tidak  
boleh dari : (SNI 2847 2013 pasal 21.3.5.2)

$S_o = 175 \text{ mm}$

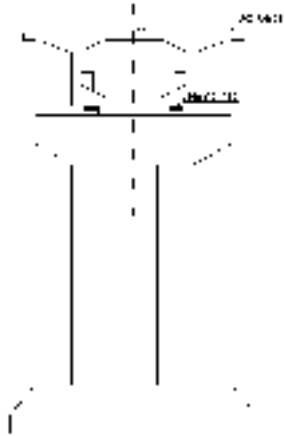
$S_o = 450 \text{ mm}$

Maka dipasang tulangan geser

2 D13 – 175 dan 2 D13 – 450

### 6.7 Perencanaan Struktur Pilar Jembatan

Desain rencana pilar yang digunakan adalah sebagai berikut,



Gambar 6 9 Desain Rencana Pilar

Pilar yang digunakan mempunyai desain seperti tampak pada gambar di atas, yaitu 2 pilar yang di hubungkan pierhead dengan dimensi adalah sebagai berikut,

Lebar Pilar (H) = 1,5 m

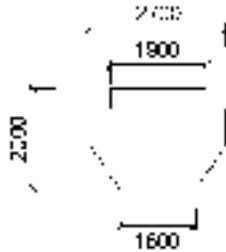
Panjang Pilar (B) = 1,5 m

Tinggi pilar = 10 m

Perencanaan pada struktur pilar meliputi perencanaan pierhead, pilar, poer serta pondasi pilar.

#### 6.7.1. Perencanaan Pierhead

Bentuk penampang pierhead yang digunakan adalah sebagai berikut,



Gambar 6 10 Dimensi pilar

Tabel 6 10 Berat sendiri Pierhead

No	P1	P2	tinggi	lebar	Volume
1	1,9	-	0,4	8	6,08
2	2,7	-	0,75	8	16,2
3	2,7	1,5	0,85	8	14,28
				Total	36,56

Berat sendiri pierhead

$$= 2400 \text{ kg/m}^3 \times 36,56$$

$$= 87.744 \text{ kg} = 87,74 \text{ ton}$$

Tabel 6 11 Momen Pier head

Frame	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
			KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
2	COMB1	Combination	0	-4448,3	0	0	0	-3706,91
2	COMB1	Combination	0	-5,6E-12	0	0	0	1853,457

Didapat,

$$M^+ \text{ ultimit} = 1853,46 \text{ kNm}$$

$$M^- \text{ ultimit} = 3706,91 \text{ kNm}$$

$$V \text{ ultimit} = 4448,3 \text{ kNm}$$

Pada perencanaan pierhead, beban yang dipakai untuk analisa ialah berat sendiri pier head. Beban dari struktur atas dianggap bekerja tepat di atas titik berat pilar sehingga momen pada pierhead akibat struktur atas dapat diabaikan.

a. Penulangan lentur

Mutu beton ( $f_c$ )	= 35 MPa	
Mutu baja ( $f_y$ )	= 400 Mpa	
Selimut beton	= 70 mm	
Mod. elastisitas	= 200.000 MPa	
$\beta_1$	= 0,81	
$\rho_b$	= 0,0363375	
$R_{max}$	= 8,903985	
Reduksi Lentur	= 0,8	
Reduksi geser	= 0,6	
Tebal efektif ( $d$ )	= 1930 mm	
Momen nominal	= 4633,6375 kNm	
$R_n$	= 0,4607	
$R_n$	<	$R_{max}$ OK

Perhitungan rasio tulangan

$\rho$ perlu	= 0,00116
$\rho$ min	= 0,0035
$\rho$ pakai	= 0,0035
$A_s$ perlu	= 18.239 mm <sup>2</sup>

Digunakan Tulangan

Dia. tulangan	= 25 mm
Jumlah tulangan	= 38 buah
Jarak tulangan	= 140 mm

3 D25 – 140

Untuk menahan  $M^+$  dan  $M^-$  pada bagian atas dan bawah penampang dipasang tulangan 3D25 – 140 dengan jumlah pada masing-masing bagian 38 buah.





Gambar 6 11 Penulangan Lentur Pier Head

## b. Penulangan Geser

$$V_u = 4.448.300 \text{ N}$$

$$V_c = 30.397.500 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 18.238.500 \text{ N}$$

$$\phi V_c > V_u$$

Dipasang tulangan geser minimum

Diambil kebutuhan  $A_s$  untuk tulangan geser minimum adalah 50% tulangan lentur.

$$A_s \text{ geser} = 50\% \times 18.239 = 9119,5 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dia. tulangan} = 16 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tulangan} = 150 \text{ mm}$$

$$D16 - 150 \text{ mm}$$

## 6.7.2. Pembebanan Struktur Pilar jembatan

Karena pilar berada di tengah bentang, beban pada pilar adalah beban karena menahan struktur atas jembatan.

Dari beban bangunan diatas kolom/pilar akan dijadikan beban yang diterima kolom kemudian dikombinasikan untuk mendapatkan nilai momen maupun geser yang maksimal dengan bantuan Midas civil sehingga didapatkan desain tulangan pada kolom dengan bantuan PCAColumn. Hasil dari Midas Civil adalah sebagai berikut,

Tabel 6 12 Gaya serta momen akibat struktur atas

Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN·m)	MY (kN·m)	MZ (kN·m)
75	1D+1L	4969,83	-791,45	37092,21	13077,65	57887,75	-683,02
77	1D+1L	-6180,38	-791,45	38468,56	13077,65	-56221,01	683,02

Selain itu, pilar juga menahan beban mati yang berasal dari pierhead, yaitu sebagai berikut :

Tabel 6 13 Berat sendiri Pierhead

No	P1	P2	tinggi	lebar	Volume
1	1,9	-	0,4	8	6,08
2	2,7	-	0,75	8	16,2
3	2,7	1,5	0,85	8	14,28
				Total	36,56

Berat sendiri pierhead

$$= 2400 \text{ kg/m}^3 \times 36,56$$

$$= 87.744 \text{ kg} = 877,4 \text{ kN}$$

### 6.7.3. Tulangan utama pilar



Gambar 6 12 Desain Pilar

Karena desain pilar yang digunakan terdiri atas dua buah pilar yang dihubungkan dengan pierhead, maka pada perencanaan

penulangan pilar beban yang bekerja akan dibagi 2 dengan asumsi separuh beban akan di tahan satu bagian pilar.

a. Penulangan lentur pilar

Dimensi

$$b = 1,5 \text{ m}$$

$$h = 1,5 \text{ m}$$

$$M_u = \frac{1 \cdot 177,97}{2} \text{ kNm} = 538,83 \text{ kNm}$$

$$P_u = \frac{38.400,56 + 1177,1}{2} \text{ kN} = 19672,98 \text{ kN}$$

$$\text{Mutu beton (f}_c\text{)} = 35 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja (f}_y\text{)} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Selimut (d')} = 70 \text{ mm}$$

$$h' = h - 2d' = 1360 \text{ mm}$$

$$h'/h = 0,9$$

Untuk perencanaan tulangan dan control kapasitas penampang, dilakukan trial and error menggunakan PCA Column. Diperoleh hasil sebagai berikut

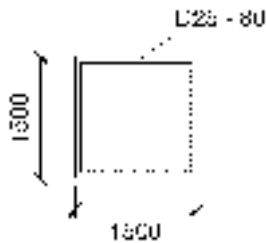


Gambar 6 13 Analisa PCA column untuk Pilar

Dimensi terpakai

b	= 1,5 m
h	= 1,5 m
Dia. tulangan	= 25 mm
As perlu	= 30.600 mm <sup>2</sup>
Jarak tulangan	= 100 mm

**D25 – 80**



Gambar 6 14 Penulangan Pier

b. Penulangan Geser

Pu	= 19672,98 kN
Mu	= 6538,83 kNm
Mutu beton (fc)	= 35 MPa
Mutu baja (fy)	= 400 Mpa
Factor reduksi	= 0,6
As longitudinal	= 33.379,42 mm <sup>2</sup>
Lebar pilar (B)	= 1500 mm
Tinggi pilar	= 10.000
Tebal pilar (H)	= 1500 mm
Selimut	= 70 mm
Vu = Mu/l	= 1.089.805 N
D= h – d'	= 1430 mm
Vc max	= 50.050.000 N
Ø Vc max	= 30.030.000 N > Vu

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &= 1,4 - d/2000 = 0,685 < 1 \\
 \text{maka dipakai } \beta_1 &= 0,685 \\
 \beta_2 &= 1,00558 \\
 \beta_3 &= 1 \\
 V_{uc} &= 1.990.840,8 \\
 V_c &= 6.280.840,82 \\
 \phi V_c &= 3.768.504,49 \\
 \phi V_c &> V_u
 \end{aligned}$$

Dipasang tulangan geser minimum

Diambil kebutuhan  $A_s$  untuk tulangan geser minimum adalah 50% tulangan lentur.

$$A_s \text{ geser} = 50\% \times 33.379,42 = 16.689,71 \text{ mm}^2$$

$$\text{Dia. tulangan} = 16 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tulangan} = 200 \text{ mm}$$

$$D16 - 200 \text{ mm}$$

## 6.8 Perencanaan Pondasi Pilar

Rencana pondasi untuk pilar yang akan di pakai adalah tipe Bored Pile. Dalam analisa pondasi, gaya-gaya yang bekerja seperti akibat beban mati struktur atas, beban lalu lintas serta aksi lingkungan lain pada struktur atas diperoleh dari output Midas Civil. Untuk gaya akibat tekanan lateral tanah serta momen guling abutment diperoleh dari perhitungan beban yang telah dilakukan sebelumnya.

Sehingga gaya serta momen total yang bekerja pada abutment adalah sebagai berikut,

Tabel 6 14 Gaya dan momen total

Node	Load	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN·m)	MY (kN·m)	MZ (kN·m)
75	1D+1L	4969,83	-791,45	37092,21	13077,65	57887,75	-683,02
77	1D+1L	-6180,38	-791,45	38468,56	13077,65	-56221,01	683,02

### 6.8.1. Preliminary Pondasi

Diameter tiang ( $D_s$ ) :

$$D_s = 2,257 \sqrt{\frac{Q_u}{f_c}}$$

$$D_s = 2,257 \sqrt{\frac{38468,56}{35000}}$$

$$D_s = 2,36 \text{ m} \quad \text{dipakai } D_s = 0,8 \text{ m}$$

Jika tiang berada pada tanah lempung

Di coba diameter dasar pondasi ( $D_b$ ) =  $3D_s = 2,4 \text{ m}$

Perhitungan daya dukung tiang di hitung dengan rumus :

$$Q_u = Q_e + Q_f$$

Dimana untuk jenisa tanah liat,

$$Q_e = A_p \cdot C_u \cdot N_c$$

$$Q_f = \alpha \cdot C_u \cdot p \cdot \Delta l$$

Diketahui data tanah sebagai berikut:

Kedalaman rencana = 20 m

$$C_u = 93 \text{ kN/m}^2$$

$$N_c = 9$$

$$\alpha = 0,4$$

$$Q_w = 38468,56 \text{ kN}$$

$$SF = 4$$

$$p = \pi \times D_s \times 20 = 2,51 \text{ m}$$

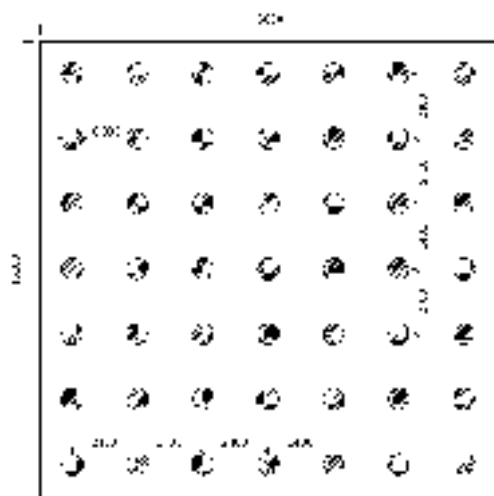
$$A_p = \frac{1}{4} \times \pi \times 2,4^2 = 4,52 \text{ m}^2$$

Dicoba dimensi tiang sebagai berikut

Dia. = 800 mm

Pjg (l) = 20 m

Jumlah = 49 buah



Gambar 6 15 Layout pondasi untuk pilar

### 6.8.2. Cek daya dukung pondasi (1 tiang)

#### a. Berdasarkan Uji Lab Kuat Dukung Tanah

$$Q_p = 4,52 \times 93 \times 9$$

$$Q_p = 3783,24 \text{ kN}$$

$$Q_s = 0,4 \times 93 \times 2,51 \times 20$$

$$Q_s = 1867,44 \text{ kN}$$

$$Q_u = 3783,24 + 1867,44$$

$$Q_u = 5650,68 \text{ kN}$$

$$SF = 1$$

$$Q_u = \frac{5650,68}{3} = 1883,56 \text{ kN}$$

#### b. Berdasarkan Hasil Uji CPT

Tabel 6 15 Nilai conus berdasarkan Mayerhof

Kedalaman	Conus	Kedalaman	Conus
12	8	21	250
13	18	22	250
14	45	23	250
15	45	24	250
16	51	25	250
17	50	26	250
18	50	27	250
19	135	28	250
20	250		

$$\text{Nilai Conus rata-rata} = 156 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Nilai JHP} = 1000 \text{ kg/cm}^2$$

$$Q_u = \frac{156 \times 1 \times \pi \times 30^2}{3} + \frac{1000 \times \pi \times 30}{3}$$

$$Q_u = 341.805,28 \text{ kg} \quad 3418,05 \text{ kN}$$



## c. Berdasarkan Kekuatan Bahan

$$f_c' = 35 \text{ MPa}$$

$$\text{Tegangan ijin} = 0,5 \times f_c \times 1000 = 10.500 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Luas penampang} = \frac{1}{4} \times \pi \times 0,8^2 = 0,503 \text{ m}^2$$

$$\text{Panjang tiang} = 20 \text{ m}$$

$$\text{Berat tiang} = 0,503 \times 20 \times 24 = 241,44 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Daya dukung} &= (0,503 \times 10.500) - 241,44 \\ &= 5040,06 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dipakai nilai daya dukung terkecil

$$Q_u = 1883,56 \text{ kN}$$

$$\text{Kebutuhan jumlah tiang} = \frac{Q_w}{Q_u} = \frac{38.468,56}{1883,56} = 20,42 \rightarrow 49 \text{ bh}$$

Di rencanakan menggunakan 9 buah tiang

## d. Efisiensi Pile Group

$$V_o = 38.468,56 \text{ kN}$$

$$M_{xo} = 13.077,65 \text{ kNm}$$

$$M_{yo} = 57.887,75 \text{ kNm}$$

$$\text{Jml tiang sb x} = 7$$

$$\text{Jml tiang sb y} = 7$$

$$\text{Jarak antar tiang sb x} = 2,4 \text{ m}$$

$$I_{group} = \frac{V_o}{n} = \frac{38.468,56}{49} + \frac{3 \times 13.077,65}{49} + \frac{3 \times 57.887,75}{49}$$

$$\sum y_i^2 = 14 \times (2,4)^2 + 14 \times (4,8)^2 + 14 \times (7,2)^2 = 1128,9$$

$$\sum x_i^2 = 14 \times (2,4)^2 + 14 \times (4,8)^2 + 12 \times (7,2)^2 = 1128,9$$

$$P_{max} = \frac{38.468,56}{49} + \frac{13.077,65 \times 7,2}{1128,9} + \frac{57.887,75 \times 7,2}{1128,9}$$

$$P_{max} = 1237,68 \text{ kN}$$

Effisiensi tangkai ( $\eta$ )

$$\eta = 1 - \arctg \frac{D}{S} \left| \frac{(m-1) \cdot r_n + (n-1) \cdot r_m}{90 \cdot x_m \cdot r_n} \right|$$

$$\eta = 1 - \arctg \frac{0,8}{2,4} \left| \frac{(7-1) \cdot 7 + (7-1) \cdot 7}{90 \cdot 7 \cdot 7} \right|$$

$$\eta = 0,7$$

$$Q_{\text{tangkai asatir kesempak}} = \eta Q_{\text{tangkai panjang}}$$

$$= 0,7 \cdot 1903,56 \text{ kN}$$

$$= 1318,49 \text{ kN}$$

$$1318,49 \text{ kN} > P_{\text{max}} = 1237,68 \text{ kN} \dots \dots \text{OK}$$

### 6.8.3. Cek daya dukung lateral

Direncanakan

Diameter = 2 m

Kedalaman = 20 m

Kontrol pakuang tiang

$$L_1 = \left[ \frac{M_1}{1,5 \cdot \gamma_{\text{pasir}}} + 2,25 D^2 \right]^{1/3}$$

$$L_1 = \left[ \frac{1307,563}{1,5 \cdot 9,81 \cdot 0,9} + 2,25 \cdot 0,8^2 \right]^{1/3} = 6,36 \text{ m}$$

$$L_1 = 20 \text{ m} > L_1 = 6,36 \text{ m} \dots \dots \text{Control } L_2$$

$$L_2 = -(1,5 D) + \left[ 1,5 D^2 + \frac{M}{1,25 \cdot \gamma_{\text{pasir}}} \right]^{1/3}$$

$$L_2 = -(1,5 \cdot 0,8) + \left[ 1,5 \cdot 0,8^2 + \frac{1307,563}{1,25 \cdot 9,81 \cdot 0,9} \right]^{1/3}$$

$$L_2 = 7,69 \text{ m}$$

$$g_2 = \left[ \frac{M}{2.25 \times 10^6} \right] = \left[ \frac{18.177.93}{2.25 \times 10^6} \right] = 8,84 \text{ m}$$

$$L_2 = 1,5D + f_2 + g_2$$

$$L_2 = 1,2 + 7,69 + 8,84 = 17,73 \text{ m}$$

Termasuk tinggi pondasi

$$\frac{240}{200000} = \frac{2 \times 18.077.93}{9000000} = 349,29$$

(dari grafik 4.6. Rekayasa Pondasi Tiang, Djoko Untung)

$$\frac{Q_1}{200000} = 90$$

$$\begin{aligned} Q_1 &= 90 \times C_u \times D^2 \\ &= 90 \times 9,3 \times 0,8^2 \\ &= 5356,8 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\frac{Q_1}{3} = \frac{5356,8}{3} = 1785,6 \text{ kN}$$

$$Q_1 \times \eta = 12.19,92 \text{ kN}$$

$$H/Q_1 = \frac{12.19,92}{5356,8} = 4,9$$

Jadi, kebutuhan minimal pondasi untuk menahan gaya horizontal adalah 5 buah.

Jumlah terpasang adalah 49 buah, maka desain sudah mencukupi.

#### 6.8.4. Penulangan pondasi bored pile

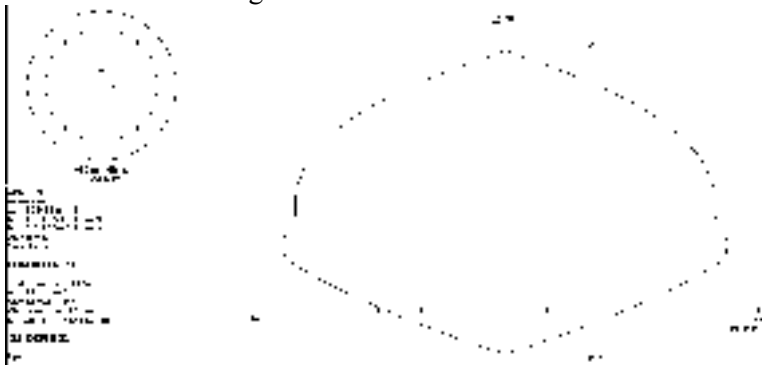
Penulangan lentur

Karena bored pile mengalami kombinasi gaya aksial dan momen maka dianggap berperilaku seperti kolom. Di perencanaan ini diperoleh

$$P_u = 1237,68 \text{ kN}$$

Dengan analisa menggunakan PCAColumn, seperti digambar diperoleh luas tulangan dan rasio tulangan 1,02 %. Rasio tulangan masuk syarat  $1\% < \% < 8\%$  maka tulangan bisa

digunakan. Digunakan tulangan utama *borepile* tulangan 18D19 - 100 dengan  $A_s = 5112 \text{ mm}^2$



Gambar 6 16 Analisa PCA column untuk Pondasi Pilar

#### c. Penulangan geser

Perhitungan geser bor pile didasarkan atas momen dan gaya aksial untuk kombinasi beban yang menentukan dalam perhitungan tulangan aksial tekan dan lentur.

Panjang bor pile (L)	= 20 m
Diameter (D)	= 0,8 m
Luas Tulangan ( $A_s$ )	= $5112 \text{ mm}^2$
Kuat tekan ( $f_c$ )	= 35 MPa
Legangan leleh ( $f_y$ )	= 400 MPa
Gaya aksial ( $P_u$ )	= 1237,68 kN
Geser	= 0,85

Gaya Geser = $V_u$	= 655 kN
Selut beton	= 80 mm
Luas penampang tiang	= $0,501 \text{ m}^2$
Tebal ekivalen penampang = $h = \sqrt{A_g}$	= 0,709 m
Lebar ekivalen = $b = h$	= 0,709 m
Tebal efektif = $d = h - d'$	= 0,609 m

$$V_c = \left( 1 - \frac{f_c}{1,25 f_{cg}} \right) \sqrt{\frac{f_c}{1,25 f_{cg}}} \\ V_c = \left( 1 - \frac{1,237 \times 10^3}{14 \times 0,503 \times 10^3} \right) \sqrt{\frac{1,237}{14}} \times 10^3 = 741.898 \text{ N}$$

$V_c > V_u$  Hanya perlu tul. Geser min  
digunakan diameter tulangan geser D16 dengan jarak tidak  
boleh dari : (SNI 2847 2013 pasal 21.3.5.2)

$S_o = 175 \text{ mm}$

$S_o = 450 \text{ mm}$

Maka dipasang tulangan geser

**2 D16 – 175 dan 2 D16 – 450**

## 6.9 Perencanaan *Pile Cap / Poer*

*Pile cap* didesain untuk meneruskan beban yang diterima kolom/pilar ke grup tiang pondasi dan juga *pile cap* berfungsi untuk menyatukan gaya dari grup pondasi. Maka dari itu *pile cap* didesain harus memiliki kekuatan yang cukup terhadap geser pons dan lentur.

Data perencanaan *Pile Cap / Poer* :

$P_{\max} (1 \text{ tiang}) = 1237,68 \text{ kN}$

$\Sigma$  tiang dalam 1 grup = 49 buah

Dimensi Kolom =  $(1,5 \text{ m} \times 1,5 \text{ m}) \times 2$

Dimensi *Pile Cap* =  $16,8 \times 16,8 \times 2 \text{ m}$

Mutu Beton = 35 MPa

Mutu Baja = 400 MPa

Tulangan Utama = D 25

Decking = 100 mm

Tinggi efektif ( $d'$ )

$d_x = 2000 - 100 - 25 \times 1/2 = 1887,5 \text{ mm}$

$d_y = 2000 - 100 - 25 - 25 \times 1/2 = 1862,5 \text{ mm}$

### 6.9.1. Kontrol Geser Pons Pada *Pile Cap*

Perencanaan *Pile Cap* harus memenuhi persyaratan kekuatan gaya geser nominal beton yang harus lebih besar dari geser pons yang terjadi. Hal ini sesuai yang diisyaratkan pada SNI 03-2847-2013 pasal 11.11.2.1. kuat geser yang disumbangkan beton dirumuskan dengan persamaan sebagai berikut :

$$\phi V_c = \phi \left( 1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \left( \frac{f_c}{b} \right) \leq b_o \times d$$

Tetapi tidak boleh kurang dari :

$$\phi V_c = \phi \frac{1}{4} \times \sqrt{f_c'} \leq b_o \times d$$

Dimana :

$\beta_c$  = rasio dari sisi panjang terhadap sisi pendek beton dari daerah beban terpusat atau reaksi = 1

$b_o$  = keliling dari penampang kritis pada *pilecap*

$b_o = 2 (b_k + d) + 2(h_k + d)$

dimana:

$b_k$  = lebar penampang kolom

$h_k$  = tinggi penampang kolom

$d$  = tebal efektif *pilecap*

kontrol geser pons pada tiang *borepile* di tengah (akibat kolom/pilar)

$$\begin{aligned} b_o &= 2 (1500 + 1887,5) + 2 (5000 + 1862,5) \\ &= 20500 \text{ mm} \end{aligned}$$

Batas geser pons =  $P < \phi V_c$

Batas geser pons

$$\begin{aligned} \phi V_c &= \phi \left( 1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \left( \frac{f_c}{b} \right) \leq b_o \times d \\ &= 0,6 \left( 1 + \frac{2}{1} \right) \left( \frac{35}{b} \right) \leq 20500 \times 1887,5 \\ &= 45.783.062 \text{ N} \\ &= 45.783 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\phi V_c = \phi \frac{1}{4} \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d$$

$$\phi V_c = 0,6 \times \frac{1}{4} \times \sqrt{35} \times 20500 \times 1887,5$$

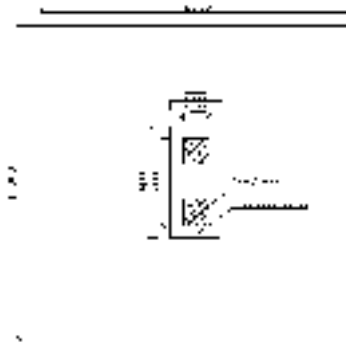
$$= 45.783.062 \text{ N}$$

$$= 45.783 \text{ kN}$$

P yang bekerja = 38.468,56 kN

$$P = 38.468 \text{ kN} \leq \phi V_c = 45.783 \text{ kN} \text{ (OK!!!)}$$

Sehingga ketebalan dan ukuran pilecap memenuhi syarat terhadap geser pons.



Gambar 6 17 Denah Poer pondasi pilar

### 6.9.2. Penulangan Pile Cap

Untuk penulangan lentur, pile cap dianalisa menerima beban dari kolom dan menerima reaksi dari pondasi dibawah dan juga menerima beban *pile cap* sendiri.

Penulangan

Gaya dan momen yang bekerja

$$P_u = 38.468 \text{ kN}$$

$$M_u = 13.077 \text{ kNm}$$

$$\text{Mutu beton} = 35 \text{ Mpa}$$

$$\text{Mutu baja} = 400 \text{ Mpa}$$

Tinggi efektif =

$$E_s = 200.000 \text{ Mpa}$$

$$\beta = 0,85 - 0,05 \frac{35-7}{28} = 0,8$$

$$\rho_b = 0,85 \times 0,8 \times \frac{35}{200} \times \frac{600}{600-70} = 0,0375$$

$$\phi \text{ lentur} = 0,9$$

$$D = 1887,5 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar} = 1800 \text{ mm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = 14.530 \text{ kNm}$$

$$R_n = \frac{1,15 \times 10^7}{1800 \times 1887,5^2} = 0,2265$$

$$m = 0,85 \times \frac{600}{35} = 14,71$$

$$\rho \text{ perlu} = \frac{1}{14,71} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0,2265 \times 1800 \times 1887,5}{600}} \right] = 0,00356$$

$$\rho \text{ min} = 0,0035$$

$$\text{dipakai} = 0,0035$$

$$\text{luas tulangan} = 0,0035 \times 18000 \times 1887,5 = 118.912,5 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan 180 D 29 – 200



***“Lembar Ini Sengaja Dikosongkan”***

## **BAB VII**

### **METODE PELAKSANAAN**

#### **7.1 Umum**

Jembatan Damas terletak di Jalur Lintas Selatan Trenggalek yang menghubungkan Prigi dan munjungan. Desain awal Jembatan Damas ini menggunakan desain jembatan lengkung dari beton yang mempunyai panjang 180 m dengan lebar jembatan 9 m dengan parapet di sisi kanan dan kiri. Dalam tugas akhir ini jembatan di modifikasi dengan jembatan *box girder precast segmental* yang mempunyai panjang 180 dibagi menjadi 3 bagian bentang dengan rincian bentang 45 m, 90 m, dan 45 m. Pelaksanaan Jembatan Damas-Trenggalek menggunakan metode *balance cantilever* dengan *traveller*.

#### **7.2 Tahap Konstruksi**

Metode pelaksanaan *balance cantilever* merupakan salah satu metode pelaksanaan yang digunakan untuk konstruksi box girder segmental. Terdapat beberapa metode pelaksanaan yang biasa dilakukan pada jembatan yang dibangun dengan system *balanced cantilever*, antara lain *Moveable Scaffolding*, *Launching Gantry* dan *Traveller*.

Dalam tugas akhir ini, dilakukan rencana pelaksanaan *balance cantilever* dengan menggunakan *traveller* yaitu *erection girder* yang dilakukan persegmen. Tiap segmen *box girder* akan dicetak dan dipasang sepanjang bentang di mulai dari titik pier menuju ke tengah bentang secara *balance* pada kedua sisi pier hingga jembatan tersambung secara keseluruhan. Rencana pelaksanaan diawali dengan,

### 1. Pembuatan Pier Jembatan



Gambar 7.1 Pembuatan Pier Jembatan

Tahap konstruksi yang pertama-tama dilakukan ialah membangun struktur bangunan bawah jembatan diantaranya pondasi, abutment dan pier jembatan.

### 2. Pembuatan Pierhead



Gambar 7 2 Pembuatan Pierhead

Setelah bangunan bawah selesai dibangun, selanjutnya pada bagian pier jembatan dibangun struktur sementara dari rangka untuk menunjang pembangunan pierhead

### 3. Memasang Struktur Traveller pada bagian atas Pier Head



Gambar 7 3 Memasang Struktur Traveller pada bagian atas Pier Head

Setelah pierhead selesai dibangun, pada bagian tumpuan dibangun struktur box girder. Dan untuk menunjang kestabilan box girder tersebut dipasang angkur

### 4. Memasang Tulangan Box Girder kemudian Pengecoran



Gambar 7 4 Memasang Tulangan Box Girder kemudian Pengecoran

Setelah box girder yang berada pada tumpuan siap, selanjutnya dipasang struktur traveler berupa rangka-rangka baja yang merupakan struktur bantu untuk membangun jembatan box girder

5. Melakukan tahapan yang sama pada segmen berikutnya



Gambar 7 5 Pemasangan segmen box girder

Untuk analisa struktur selama proses konstruksi perlu dimasukkan beban traveler serta beban beton basah. Segmen-segmen box girder berikutnya di cord an di jacking dengan memperhatikan umur beton

6. Pemasangan segmen penutup



Gambar 7 6 Pemasangan segmen penutup

Segmen penutup dipasang pada tahap terakhir yang menandakan bawah struktur jembatan tersebut telah tersambung dan perilaku jembatan berubah dari kantilever menjadi menerus.

Untuk menahan momen lentur oleh konstruksi kantilefer, maka akan dipasang penyambung sementara yang terletak pada tumpuan dan menghubungkan antara pilar dan box girder. Penyambung sementara atau *temporary connection* merupakan *prestressing rods* yang di *stressing* secara vertikal antara deck dengan pilar, dimana antara deck dan pilar diletakkan *spacer block* untuk menahan tumbukkan. Sistem penarikan tendon (*Jacking*) dilakukan sesuai dengan sistem *balance cantilever* yaitu dengan melakukan *stressing* berturut-turut

### 7.3 Prinsip Tahap Stressing

Tahap *stressing* struktur prategang *box girder* dilakukan dalam 2 tahap utama, yaitu :

Tahap 1 : *stressing* tendon temporary atau tendon kantilefer. Yaitu pemasangan tendon dilakukan setelah posisi *box girder* sudah dipasang tepat diposisinya. Pemasangan dimulai dari *box girder* yang berada diatas pilar dan kemudian dilanjutkan pemasangan *box girder* selanjutnya kearah samping kanan dan kiri secara *balance* atau seimbang. Setelah itu dilakukan *stressing* tendon kantilefer.

Tahap 2 : *stressing continuous* tendon atau tendon menerus. Yaitu pemasangan tendon dilakukan setelah pelaksanaan pemasangan *box girder* per segmen setelah itu dilakukan pengecoran beton ditengah bentang difungsikan sebagai penyambung jembatan yang akan menjadikan jembatan tersebut balok menerus.

### 7.4 Tahap Pelaksanaan *Stressing Temporary Tendon (Post Tension)*

#### 1. Pengecoran Beton Prategang Segmental

Dengan cetakan (formwork) yang telah dibuat, kemudian dilakukan pembesian dan juga pemasangan saluran/selongsong kabel prategang (tendon duct) yang dipasang sesuai bidang momen balok, sesuai dengan

eksesentrisitas dan juga koordinat tendon rencana , kemudian beton dicor.

## **2. Pemasangan dan *Stressing* Kabel Prategang**

Setelah beton cukup umur dan kuat memikul gaya prategang, tendon atau kabel prategang dimasukkan dalam selongsong (tendon *duct*), kemudian ditarik sesuai dengan gaya prategang ( $F$ ) yang direncanakan. Untuk tahap kantilever stressing dilakukan pada saat erection box girder menggunakan launching gantry. Metode pemberian gaya prategang ini, ditarik dikedua sisinya dan diangker secara bersamaan. Setelah diangkur, kemudian saluran di grouting melalui lubang yang telah disediakan

## **3. Proses *Jacking***

Setelah pemasangan dan stressing tendon kantilever, kemudian dilakukan proses *jacking*. Setelah dilakukan *jacking* tendon kantilever maka fungsi tendon sudah bekerja untuk menahan beban mati akibat beban sendiri.

## **7.5 Tahap Pelaksanaan *Stressing Continuity Tendon (Post Tension)***

Pada prinsipnya pelaksanaan continuity tendon dengan cantilever tendon hampir sama. Yang membedakan keduanya merupakan fungsi waktu stressing dan jacking dikarenakan fungsi antara kedua tendon berbeda dalam bekerja menerima beban.

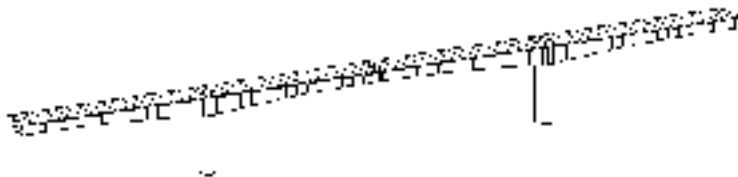
Pekerjaan tendon menerus atau continuity tendon dilakukan setelah pemasangan segmen *box girder* dilakukan secara menyeluruh. Tapi untuk pemasangan tendon duct tahap menerus itu sama dengan pemasangan tendon duct untuk tendon kantilever. Setelah pemasangan segmen selesai dilakukan stressing sesuai dengan  $F$  rencana dan setelah itu dilakukan proses *jacking* tendon menerus maka fungsi tendon sudah bekerja untuk menahan beban layan dari jembatan tersebut.

## **BAB VIII**

### **ANALISA STRUKTUR MENGGUNAKAN FCM BRIDGE WIZARD-MIDAS CIVIL**

Pada umumnya, jembatan box girder prestressed segmental dibangun menggunakan metode ILM (Incremental Launching Method atau Metode Peluncuran Bertahap), FCM (Free Cantilever Method atau Metode Balanced Cantilever) serta MSS (Moveable Scaffolding System atau Sistem Scaffolding Bergerak). Metode Balanced Cantilever biasa digunakan pada kondisi dimana rintangan seperti sungai, lembah atau jalan membentang di bawah jembatan, sehingga sulit dipasang scaffolding konvensional.

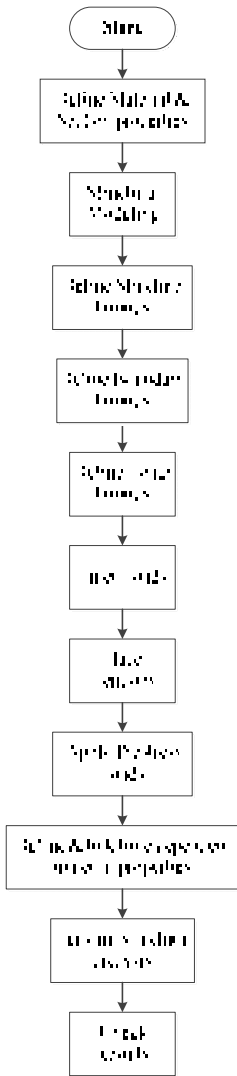
Sama seperti metode konstruksi untuk jembatan segmental lainnya, metode balance cantilever mengalami perubahan system struktur pada tiap tahap konstruksi sehingga tiap tahapan tersebut perlu di analisa selama proses konstruksi. Analisa yang dilakukan harus mempertimbangkan aspek-aspek seperti susut-rangkap beton, relaksasi tendon serta kondisi lainnya yang mungkin terjadi selama proses konstruksi maupun pasca proses konstruksi.



Permodelan struktur jembatan



**8.1. Prosedur analisis jembatan**



## 8.2. Tahapan pemodelan struktur

### 1. Mengatur system unit

Atur unit menjadi “Ton” dan “m”. Sistem unit dapat diubah sesuai input serta hasil yang diinginkan.

---

*File* → *New Project*

*Tools* → *Unit system*

*Length* : m

*Force* : kN



Gambar 8. 1 Setting Unit Sistem

### 2. Mengatur spesifikasi material dan dimensi

Spesifikasi material meliputi struktur utama, struktur sekunder dan tendons.

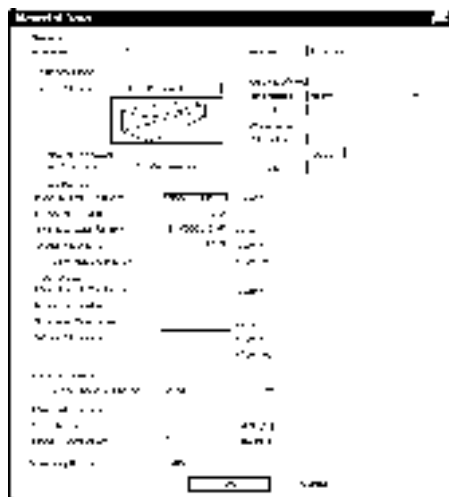
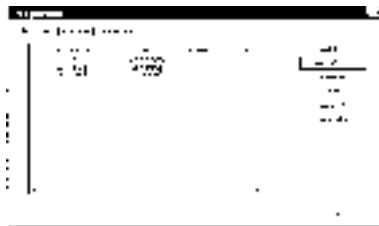
---

*Properties* → *Material Properties* → *material tab*

a. Name : SNI fc 60

Type : concrete

- b. Name : SNI fc 35  
Type : concrete
- c. Name : Tendon  
Type : User define  
Modulus elastisitas :  $2 \times 10^7$   
Poisson Ratio : 0,3  
Thermal Coefficient :  $1 \times 10^{-5}$   
Weight density : 7,85



Gambar 8. 2 Material properties

### 3. Mengatur dimensi pier jembatan.

*Properties* → *Section Properties* → *section tab*

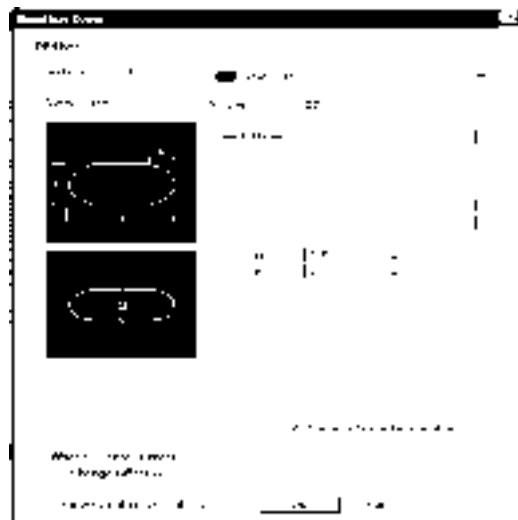
Section ID : 1

Name : Pier

S. shape : Solid track

H : 2,5 m

B : 6 m



Gambar 8. 3 Section properties

4. Memodelkan menggunakan FCM Bridge Wizard  
FCM bridge wizard pada Midas civil terdiri dari tiga bagian yaitu, Model, Section & Tendon.

Input data model

Data yang perlu kita masukan pada tahap ini antara lain spesifikasi material, dimensi pier, jumlah dan ukuran segmen serta asumsi lama waktu konstruksi.

---

*Structure wizard* → *FCM bridge*

Bridge model : Type 1

Material girder : Fc 60

Stage duration : Fc 35

Method : Cast-in

Pier table : P.T = 4 ; B = 3

Key segment : K1 = 2 ; K2 = 2

Pier : H = 10

FSM : FSM (L) = 2@2 ; FSM (R) = 2@2

Zone : zone 1 = 14@3 ; zone 2 = 14@3



Gambar 8. 4 Tab model

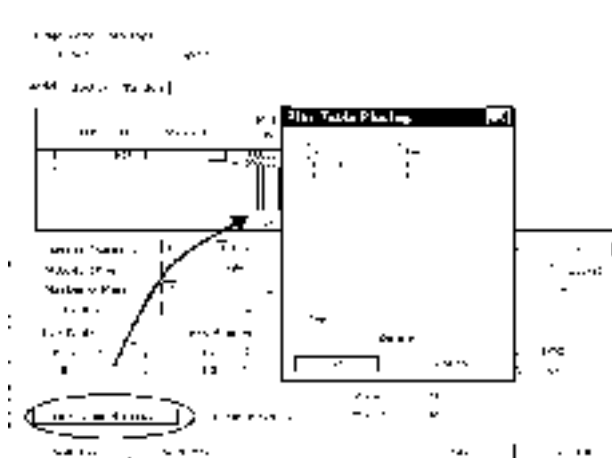
Saat masa konstruksi, bisa terjadi kondisi dimana pier dibangun secara tidak bersama-sama. Hasilnya, dua struktur kantilever yang dihubungkan oleh enclosure mempunyai usia beton dan waktu ereksi yang berbeda. Selain itu, kedua struktur tersebut juga akan memiliki perbedaan pada creep, shrinkage dan kehilangan tegangan tendon. Maka hal tersebut perlu dijadikan pertimbangan pada proses perencanaan.

Midas civil mempunyai fasilitas “*Time loads for construction stage*” yang dapat digunakan untuk mengatasi selisih waktu secara spesifik pada tiap segmen.

Pilih *Pier table placing* untuk memasukan data perbedaan waktu pada tiap tahapan

---

P.T → P.T 2 → Day (60)



Gambar 8. 5 Input perbedaan waktu konstruksi pada pier

Asumsi waktu konstruksi pada elemen struktur lainnya mempertimbangkan lama waktu untuk mendirikan bekisting, pemasangan tulangan serta usia beton, sehingga diperoleh perkiraan sebagai berikut :

FSM zone : 60 hari

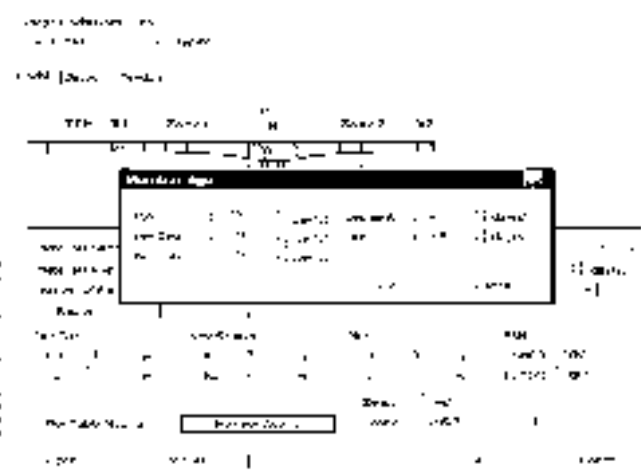
Key seg : 10 hari

Pier table : 15 hari

Segment : 5 hari

Pier : 100 hari

Pilih *Member age* ... untuk memasukan data-data tersebut

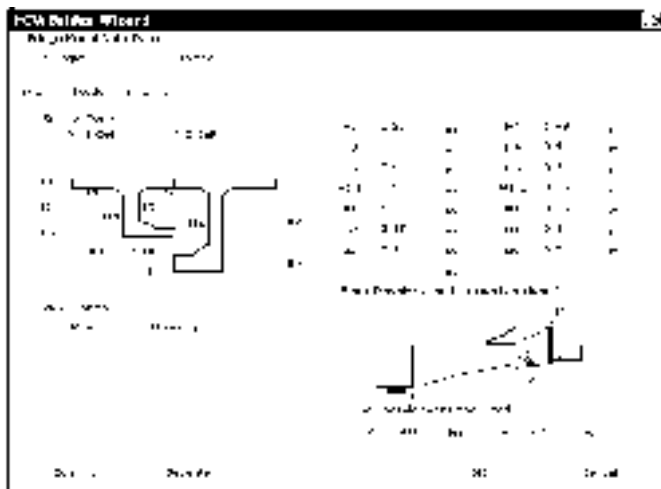


Gambar 8. 6 Input waktu pelaksanaan tiap elemen

5. Memasukkan data dimensi box girder

Pada konstruksi jembatan, direncanakan ukuran box girder di tumpuan lebih tinggi bila dibandingkan di tengah bentang karena untuk mengurangi momen dan gaya geser kantilever. Dengan memasukkan ukuran dimensi box girder pada bagian tumpuan dan tengah bentang, program akan otomatis melakukan analisa *variable depth* pada segmen lainnya berdasarkan fungsi tertentu.

Disarankan untuk memilih *wet concrete* pada analisa *construction stages*, agar analisa tegangan penampang dapat disesuaikan dengan umur beton.



Gambar 8. 7 Input dimensi box girder

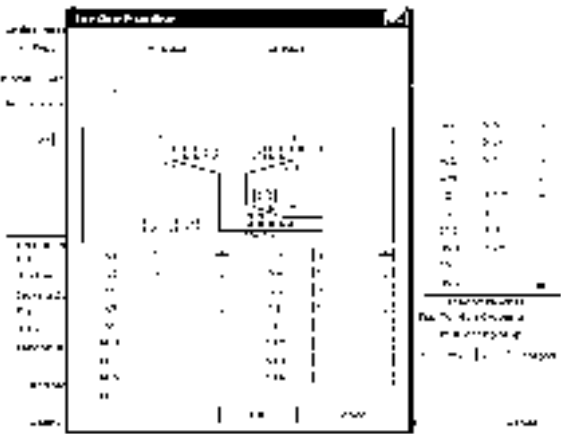


- 6. Penempatan dan jumlah tendon
- Penempatan tendon dan jumlah tendon yang di angkur pada tiap elemen dapat di definisikan pada bagian *tendon tab*.
- a. Mengatur jarak tendon terhadap sisi box girder maupun jarak antar tendon.



Gambar 8. 8 penempatan tendon

- b. Mengatur jumlah tendon



Gambar 8. 9 jumlah tendon



# 7. Memasukan beban mati tambahan

Setelah semua segmen dibangun, beban mati tambahan (perkerasan jalan, parapet & instrument penerangan jalan) akan mulai membebani struktur.

Beban mati tambahan dibuat pada *load case* dan *load group*.

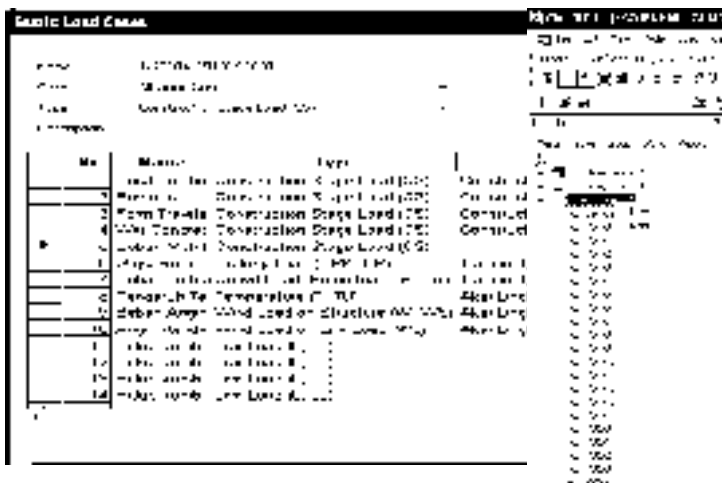
*Load* → *static load cases*

*Name* : Beban mati tambahan

*Type* : Construction Stage Load

*Tree menu* → *group* → *load group*

*Right click* → *new* → *name* : beban mati tambahan



Gambar 8. 12 memasukan beban mati tambahan

Memasukan nilai beban mati tambahan sebesar 22,6 kN/m dengan arah beban  $-Z$ .

*Load*  $\rightarrow$  *element beam loads*

*Load case* : beban mati tambahan

*Load group* : beban mati tambahan

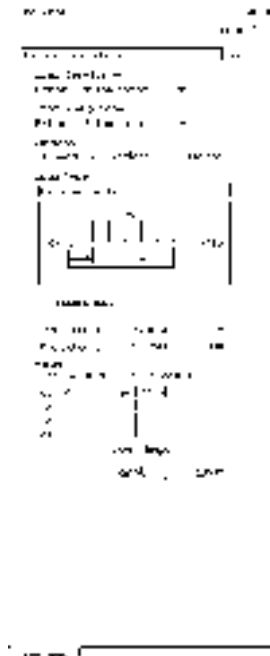
*Option* : add

*Load type* : uniform load

*Direction* : global z

*Projection* : no

*Value* : relative

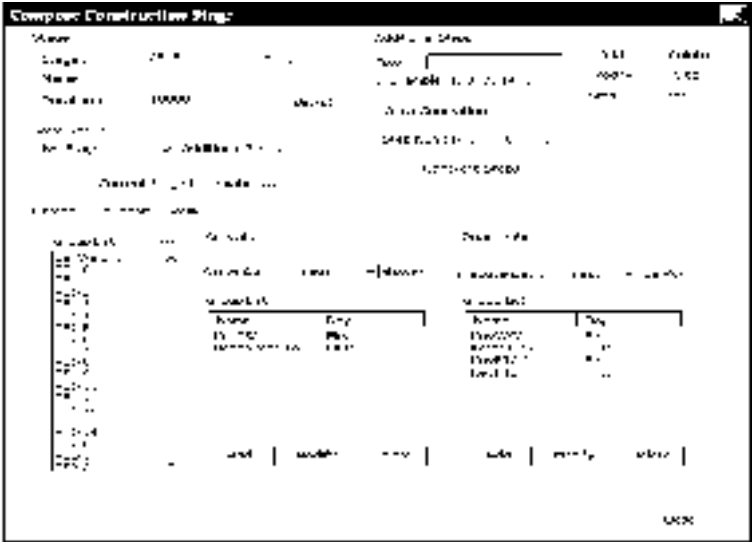


Gambar 8. 13 Nilai beban mati tambahan

Beban mati tambahan mulai membebani struktur jembatan saat semua segmen jembatan telah tersambung. Pada pemodelan midas civil ini, perlu dilakukan input data agar beban mati tambahan yang bekerja sesuai dengan perencanaan.

*Load → construction stage load type → define construction stage*

Name : CS 18  
Stage : duration 10000 days  
Group list : beban mati tambahan



Gambar 8. 14 Input waktu aktif beban mati tambahan

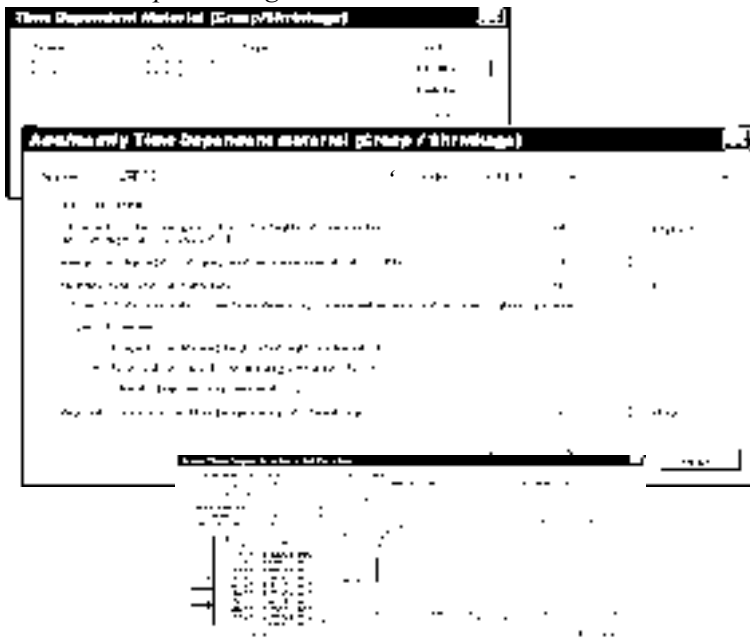
# 8. Mendefinisi time dependent material properties

Setelah menyelesaikan pemodelan struktur, tahap selanjutnya adalah mengatur *time dependent material properties* (creep & shrinkage koefisien). Tiap segmen yang memiliki beda dimensi juga memiliki perbedaan koefisien creep & shrinkage. Midas civil secara otomatis akan mengkalkulasi *time dependent material properties* berdasarkan pada usia beton.

Prosedur untuk memasukkan parameter creep & shrinkage adalah sebagai berikut:

## a. Memasukan data creep & shrinkage property

*Properties* → *time dependent material* → *creep/shrinkage*



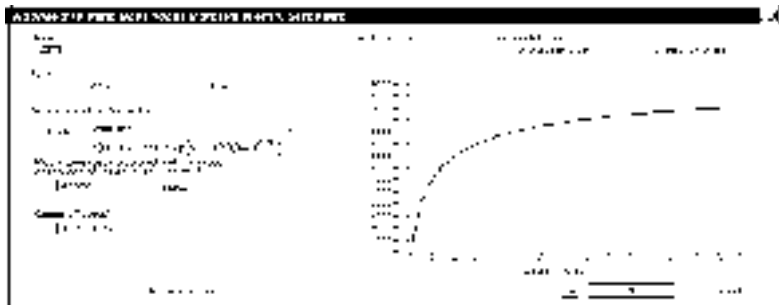
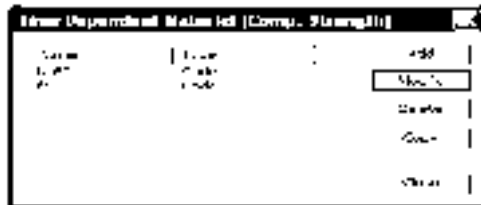
Gambar 8. 15 Mendefinisi creep & shrinkage

b. Memasukan data kekuatan beton

Tiap grade kekuatan beton akan memperlihatkan grafik kekuatan yang berbeda. Tiap beda kekuatan akan berdampak pada modulus elastisitas.

*Properties* → *time dependent material* → *comp. strength*

Name : *fc 60*  
 Type : *code*  
 Development of strength : *CEB-FIP*  
 Concrete compressive : *60000*  
 Cement type : *N, R : 0,25*



Gambar 8. 16 Grafik kekuatan beton

c. Menghubungkan material dengan sifat material

Setelah sebelumnya kita mendefinisikan material dan sifat material beton, langkah selanjutnya adalah menghubungkan jenis material dengan sifat yang sesuai.

*Properties* → *time dependent material* → *material link*

Time dependent material type

Creep/shrinkage →  $f_c 60$

Comp. strength →  $f_c 60$

Select material for assign → material → 1 :  $f_c 60$



Gambar 8. 17 Menghubungkan jenis material dengan sifatnya



9. Melakukan analisis struktur

Setelah menyelesaikan pemodelan struktur dan *construction stage*, tahap selanjutnya pilih option untuk memasukan kehilangan tegangan tendon pada analisis tahap konstruksi dan juga kondisi iterasi untuk menghitung creep.

*Analysis* → *construction stage analysis control*

Final stage : last stage

Analisis option : include time dependent effect (on)

Time dependent control

Creep & shrinkage (on)

Type : creep & shrinkage

Convergence for creep iteration

Number of iteration : 5

Tolerance : 0,01

Save output of current stage (beam/truss) (on)



Gambar 8. 18 Memasukan parameter kontrol

*Analysis* → *perform analysis*

#### 10. Cek hasil output

Analisis telah selesai dilakukan, kemudian dapat diperoleh hasil output berupa tabel maupun diagram momen. Sebagai contoh adalah diagram momen akibat kombinasi pembebanan.

---

*Results* → *forces* → *beam diagrams*

Load cases/ combinations : Komb 1

Components : My

Type of display

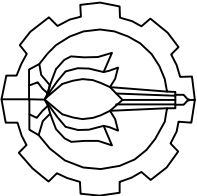
Contour : on

Legends : on



Gambar 8. 19 Bending momen diagram

***“Lembar Ini Sengaja Dikosongkan”***



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN  
PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

Perencanaan Alternatif  
Jembatan Dams-Tenggalet  
Menggunakan Box Girder  
Prestressed Segmental

JUDUL GAMBAR

Tampak Samping Jembatan

SKALA GAMBAR

1 : 900

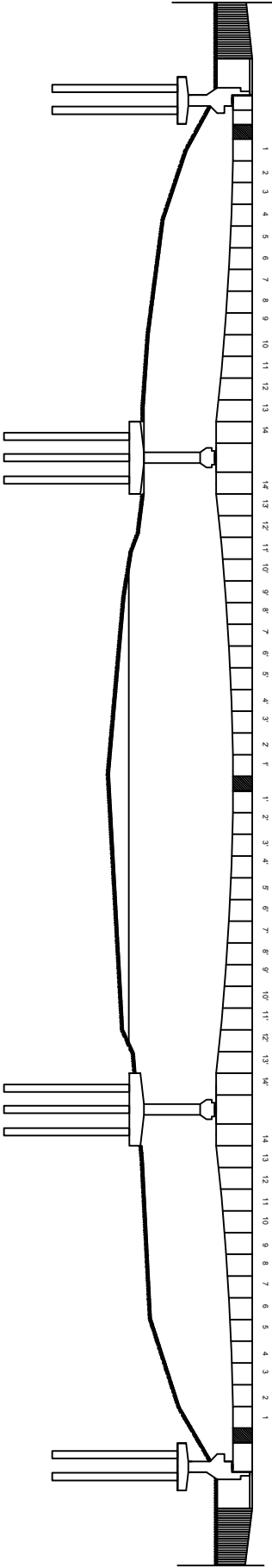
DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA  
Prof. TAVIO, ST, MT, PhD

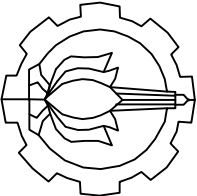
MAHASISWA

Niko Zardi Yudo  
3113 106 031

NOMER LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
-----------------	------------------



TAMPAK SAMPIING  
1 : 900



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN  
PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ALTERNATI  
JEMBATAN  
DAMAS--TRENGGALEK  
MENGGUNAKAN BOX GIRDER  
SEGMENTAL

JUDUL GAMBAR

LAYOUT DESAIN  
RENCANA JEMBATAN DAMA

SKALA GAMBAR

1 : 900

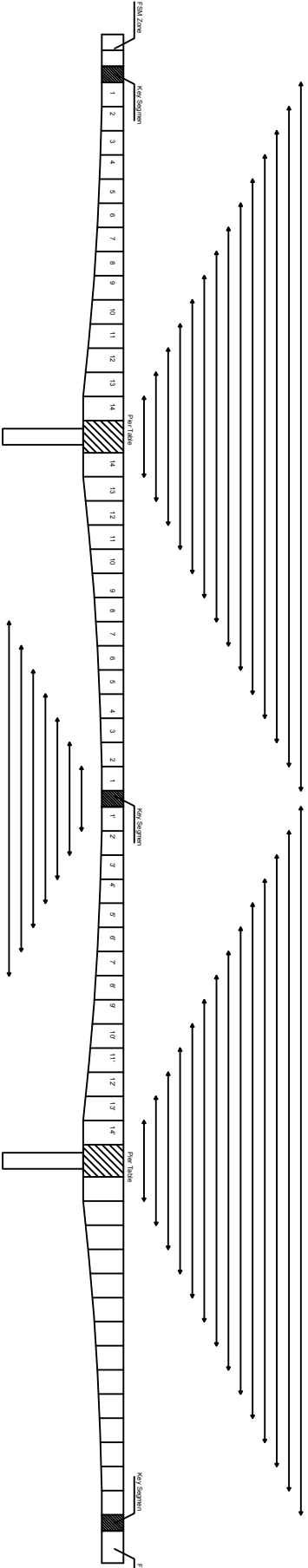
DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA  
Prof. TAVIO, ST, MT, PhD

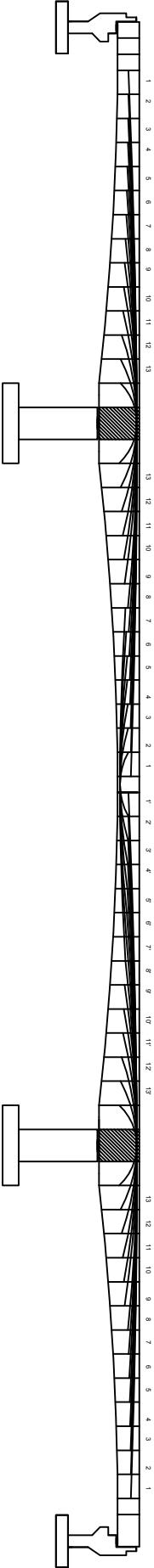
MAHASISWA

NIKO ZARDI YUDO - 3113106031

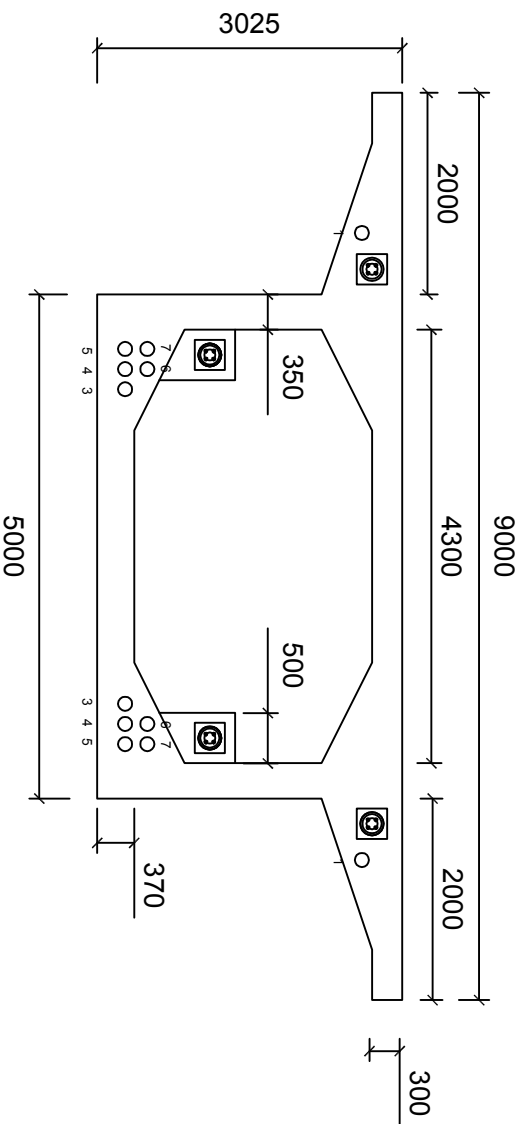
NOMER LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
-----------------	------------------



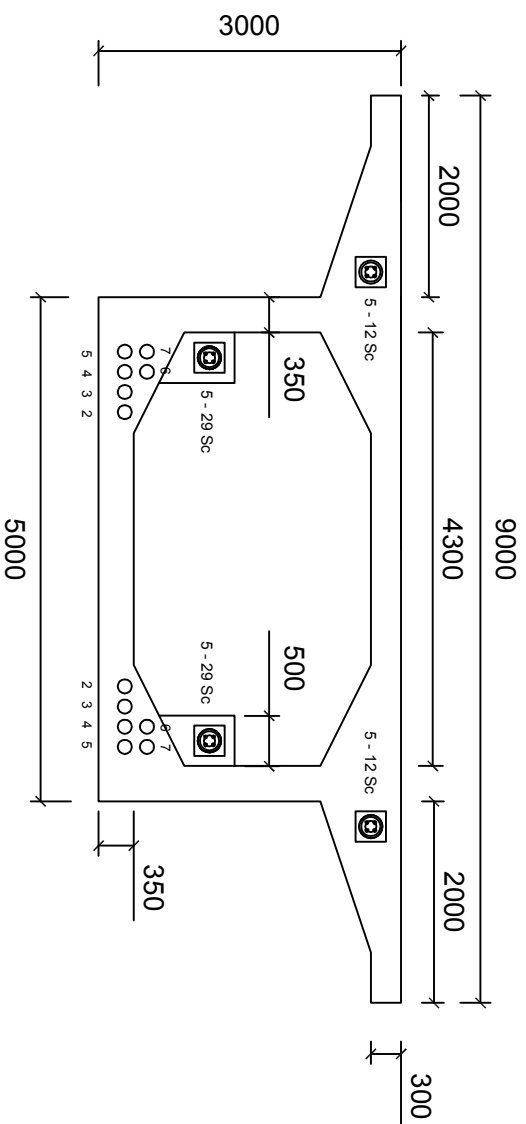
KONFIGURASI TENDON  
skala 1:900



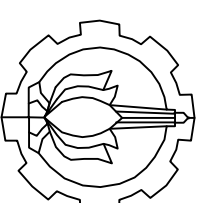
LAYOUT TENDON  
skala 1:900



Box Girder Segmen 2  
skala 1:75



Box Girder Segmen 1  
skala 1:75



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN  
PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ALTERNATI  
JEMBATAN  
DAMAS-TRENGGALEK  
MENGUNAKAN BOX GIRDER  
SEGMENTAL

JUDUL GAMBAR

BOX GIRDER SEGMENT  
2 & 1

SKALA GAMBAR

1:75

DOSEN PEMBIMBING

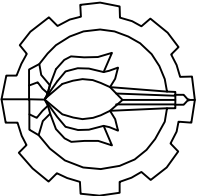
Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA  
Prof. TAVIO, ST, MT, Ph.D

MAHASISWA

NIKO ZARDI YUDO - 3113106031

NOMER LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
14	

14



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN  
PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ALTERNATI  
JEMBATAN  
DAMAS-TRENGGALEK  
MENGUNAKAN BOX GIRDER  
SEGMENTAL

JUDUL GAMBAR

Penulangan Geser Box Girder

SKALA GAMBAR

1:50

DOSEN PEMBIMBING

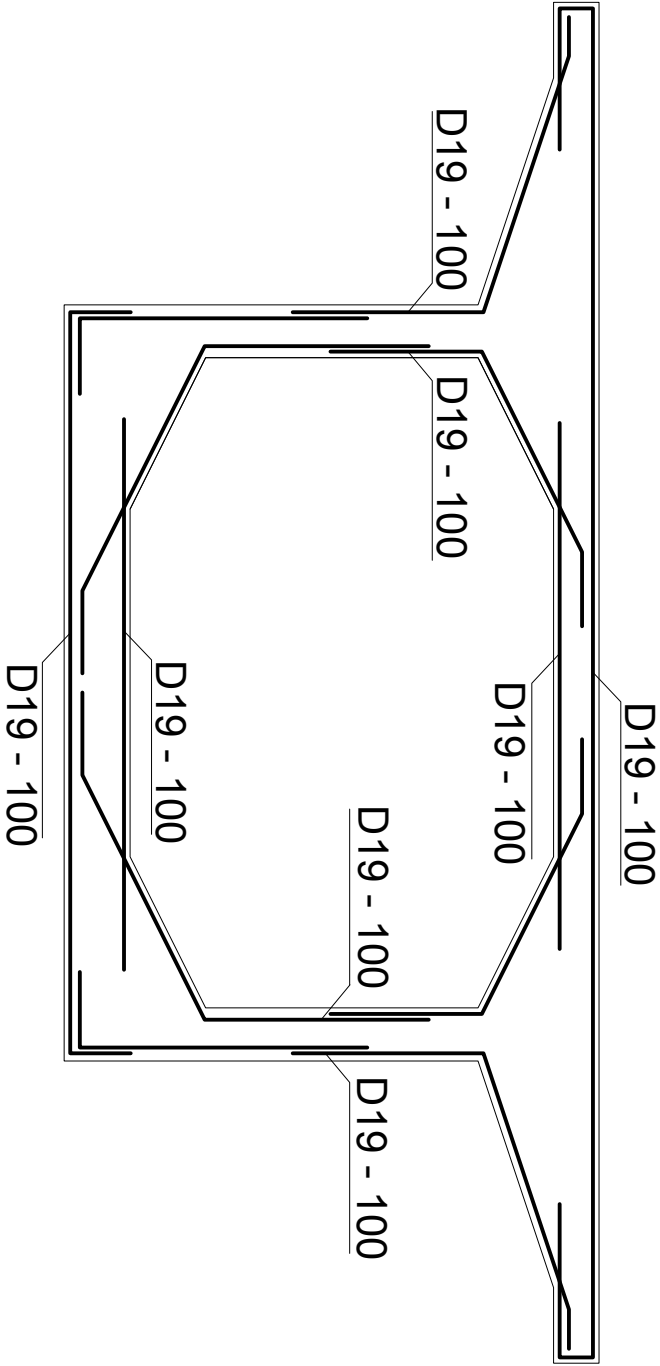
Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA  
Prof. TAVIO, ST, MT, PhD


MAHASISWA

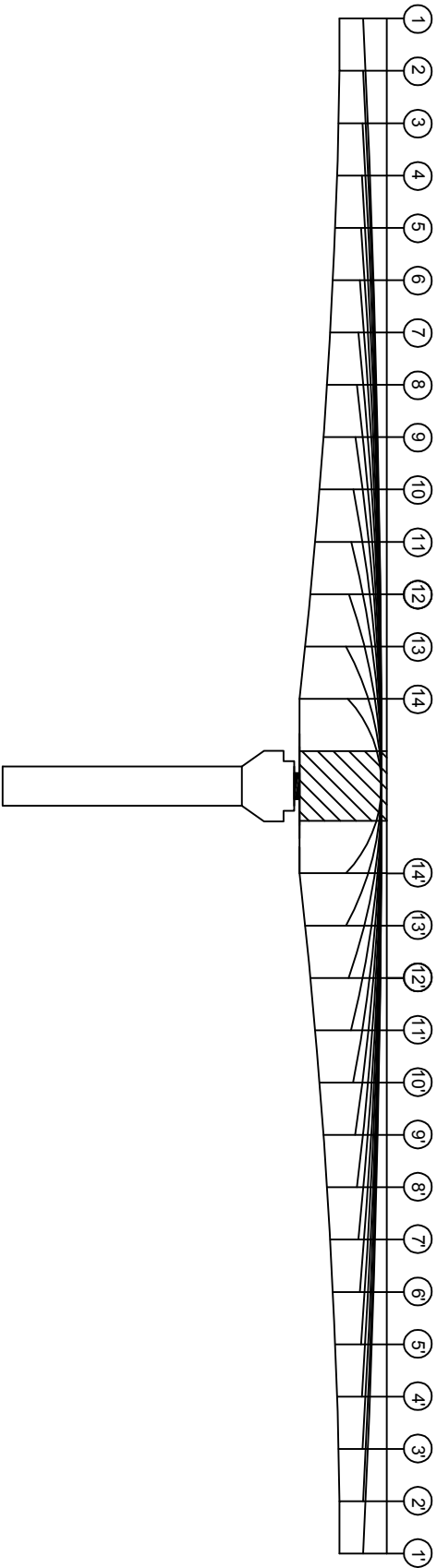
NIKO ZARDI YUDO - 3113106031

NOMER LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
-----------------	------------------

15

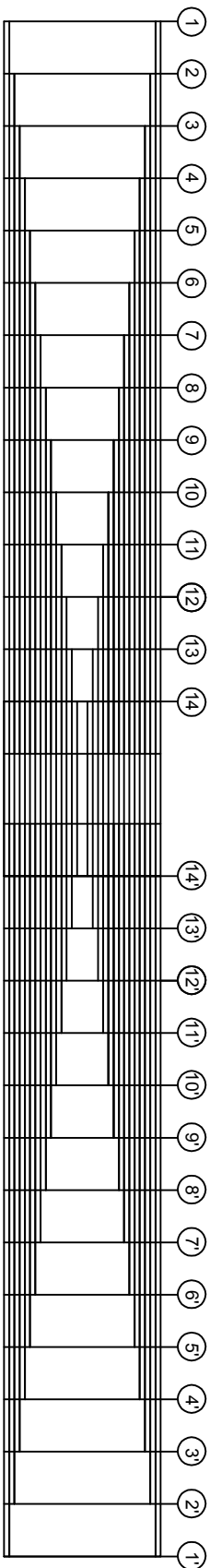


 Penulangan Geser Box Girder  
skala 1:50



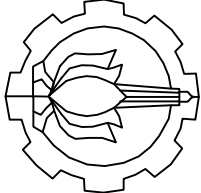
Tampak Samping Konfigurasi Tendon Kantilever

skala 1:400



Tampak Atas Konfigurasi Tendon Kantilever

skala 1:400



JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN  
PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ALTERNATI  
JEMBATAN  
DAMAS-TRENGGALEK  
MENGUNAKAN BOX GIRDER  
SEGMENTAL

JUDUL GAMBAR

TENDON KANTILEVER

SKALA GAMBAR

1 : 400

DOSEN PEMBIMBING

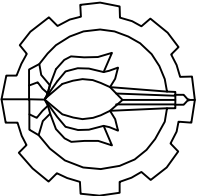
Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA  
Prof. TAVIO, ST, MT, Ph.D

MAHASISWA

NIKO ZARDI YUDO - 3113106031

NOMER LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
-----------------	------------------





JURUSAN TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN  
PERENCANAAN  
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH  
NOPEMBER SURABAYA

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ALTERNATI  
JEMBATAN  
DAMAS-TRENGGALEK  
MENGUNAKAN BOX GIRDER  
SEGMENTAL

JUDUL GAMBAR

LAYOUT TENDON MENERUS

SKALA GAMBAR

1:400

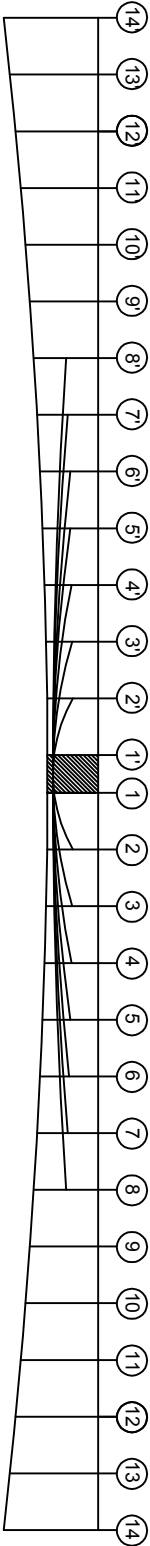
DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA, DEA  
Prof. TAVIO, ST, MT, PhD

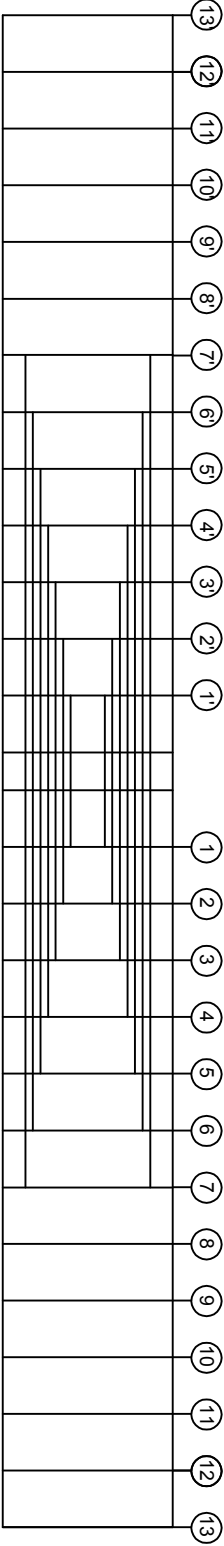
MAHASISWA

NIKO ZARDI YUDO - 3113106031

NOMER LEMBAR	JUMLAH LEMBAR
-----------------	------------------



 Tampak Samping Konfigurasi Tendon Menerus  
skala 1:400



 Tampak Atas Konfigurasi Tendon Menerus  
skala 1:400

## **BAB IX**

### **KESIMPULAN DAN SARAN**

#### **9.1. Kesimpulan**

Dari analisa yang telah dilakukan maka dapat diambil beberapa kesimpulan yaitu:

1. Panjang total Jembatan 180 m terdiri dari 3 bentang 45 m, 90 m dan 45 m
2. Jumlah box girder pada tiap sisi satu pilar adalah 14 buah, sedangkan jumlah keseluruhan box girder adalah 56 buah
3. Panjang tiap satu box girder 3 m dengan lebar 9 m
4. Tipe box girder yang dipakai adalah variable depth dengan ketinggian mulai dari 3 m pada tengah bentang dan 5 m pada tumpuan
5. Jumlah tendon yang dipakai pada kondisi kantilever adalah tipical pada semua segmen, yaitu 12 sc dengan  $F$  yang di hasilkan = 6000 Kn sedangkan saat continuous beam jumlah tendon bertambah hingga 56 sc.
6. Tegangan maksimal pada kondisi kantilever -7,89 MPa dan -13,99 MPa dan pada kondisi continuous beam, tegangan pada box girder adalah -24,13 MPa dan -26,807 MPa
7. Desain pilar jembatan terdiri atas 2 tiang dengan dimensi 1,5 m x 1,5 m yang di hubungkan oleh pierhead.
8. Tipe pondasi yang dipakai pada pilar adalah pondasi bore pile diameter 800 mm dengan kedalaman 20 m.
9. Dimensi elastomer yang dipakai 750 mm x 750 mm x 248 mm dengan tebal plat 3 mm terdiri atas 12 lapis.
10. Metode pelaksanaan menggunakan metode balance kantilever dengan system traveler.

## 9.2. Saran

Dalam perencanaan jembatan *box girder prestressed segmental* ini metode pelaksanaan sangat vital oleh karena saat pelaksanaan harus benar diperhatikan karena apabila ada pemasangan yang kurang tepat akan menimbulkan permasalahan. Untuk dari segi material harus diperhatikan secara detail karena dalam pekerjaan jembatan beton pratekan memerlukan mutu beton maupun mutu baja tinggi maka perhitungan dan pelaksanaan harus benar-benar siap dilaksanakan.

## DAFTAR PUSTAKA

- [1] Budiadi, Andri.2008. *Desain Praktis Beton Prategang*.
- [2] Hardiyatmo, Harry Christady. 2008. *Teknik Fondasi 2 Edisi ke empat*. Yogyakarta: Gadjah Mada University Press
- [3] Ilham, M. Noer, “*Analisa Kekuatan Abutment Jembatan Tebing Rumbih, Barito Kuala*”,Yogyakarta : Universitas Gadjah Mada
- [4] Ilham, M. Noer, “*Analisa Kekuatan Pier Jembatan Srandakan Kulon Progo Yogyakarta*”,Yogyakarta: Universitas Gadjah Mada
- [5] Ilham, M. Noer, “*Perhitungan Box Girder Beton Prestress Gejayan Fly Over Yogyakarta*”,Yogyakarta: Universitas Gadjah Mada
- [6] Lin Ned, TY and Burn, NH.1989.*Desain Struktur Beton Pratekan*.
- [7] Nawy, Edward. G. 2001. *Beton Prategang Suatu Pendekatan Mendasar. Jilid I Edisi III*. Terjemahan Bambang Suryoatmono. Jakarta : Erlangga
- [8] Nawy, Edward. G. 2001. *Beton Prategang Suatu Pendekatan Mendasar. Jilid II Edisi III*. Terjemahan Bambang Suryoatmono. Jakarta : Erlangga
- [9] Raju, Khrisna. 1981. *Beton Prategang Edisi ke Dua*. Jakarta : Penerbit Erlangga
- [10] *SNI T-02-2005. Standart Pembebanan Untuk Jembatan*
- [11] *SNI T-12-2004, ”Perencanaan Struktur Beton untuk Jembatan”*.
- [12] *Surat Edaran Menteri Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat No 10/SE/M/2015, “ Pedoman Perancangan Bantalan Elastomer Untuk Perletakan Jembatan”*.

- [13] Untung, Djoko. 2010. *Rekayasa Pondasi Tiang*. Surabaya: Institut Teknologi Sepuluh Nopember
- [14] Wahyudi, Herman. 2013. *Daya Dukung Pondasi Dalam*. Edisi Kesatu. Surabaya : ITS Press



### **Niko Zardi Yudo**

Penulis lahir di Jakarta 10 April 1992, merupakan anak pertama dari 3 bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SDN Pengasinan VII Bekasi tahun 1998-2004, SMPN 16 Bekasi tahun 2004-2007, dan SMAN 2 Bekasi tahun 2007-2010. Setelah lulus dari SMAN 2 Bekasi pada tahun 2010, Penulis diterima di Jurusan Teknik Sipil

Diploma III Universitas Gadjah Mada, Yogyakarta. Selama menempuh studi DiJurusan Teknik Sipil Universitas Gadjah Mada penulis aktif mengikuti seminar yang diselenggarakan oleh kampus maupun kegiatan-kegiatan yang di selenggarakan UKM kampus lainnya. Setelah penulis lulus dari Diploma III Teknik Universitas Gadjah Mada pada tahun 2013, penulis mengikuti ujian masuk program S1 Lintas Jalur Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS pada tahun ajaran 2013-2014 semester genap. Dan diterima di program S1 Lintas Jalur Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS. DiJurusan Teknik Sipil FTSP-ITS penulis mengambil bidang struktur.

Untuk saran serta diskusi dapat menghubungi penulis melalui email: [niko.zardi.yudo13@mhs.its.ac.id](mailto:niko.zardi.yudo13@mhs.its.ac.id)